



Faculté Technologie
Département de génie civile

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civile
Option: Structures

Thème:

**Etude d'un bâtiment
(R+8 plus un sous-sol) à usage
d'habitation contreventé par un
système mixte (Voiles - Portiques)**

Realisé par:

- Mlle TAKKA CYLIA
- Mr ADEL RAMY

Encadré Par:

- Mr BENYESSAAD

Jury:

- Mr BANOUNE
- Mm BOUAYAD



Le Sommaire

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : généralités

I.1. Introduction	01
I.2. description de l'ouvrage	01
I.2.1 description architecturales	02
I.2.2 conception de la structure du bâtiment.....	02
I.2.3 choix du contreventement	03
I.3. règlements et normes utilisés.....	03
I.4. Les états limites	03
I.5. Les actions et sollicitations.....	04
I.5.1. valeurs caractéristiques des actions	04
I.5.2. les sollicitations.	04
I.6. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.6.1 Le béton	05
I.6.2. L'acier	07

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement et des éléments secondaires.....	10
II.2.1. Les planchers	10
II.2.1.1. Les planchers à corps creux	10
II.2.1.2. Les planchers en dalles pleines	12
II.2.2. Les poutres	14
II.2.3. Les voiles	14
II.2.4. Les escaliers	15
II.3. Evaluation des charges	17

II.4.les poteaux	19
II.4.1.descente de charge	20
II.4.2. les vérifications nécessaires pour le poteau le plus sollicité.....	26
II.4.2.1. Vérification à la compression simple	26
II.4.2.2.Verification du critère de résistance.....	27
II.4.2.3. Vérification du critère de stabilité de forme	27
II.5.conclusion	29

Chapitre III : étude des éléments secondaire

Introduction	51
III.1. Etude des planchers	30
III.1.1. Planchers à corps creux	30
III.1.1.1. Etude des poutrelles.....	30
III.1.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	35
III.1.1.3. Ferrailage des poutrelles	42
III.1.1.4. Le schéma de ferrailage	53
III.1.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	54
III.1.2. Etude des dalles pleines.....	54
III.1.2.1. Dalle sur 04 appuis (type3).....	54
III.1.2.2. Dalle sur 04 appuis (type4)	60
III.1.2.3. Dalle sur 02 appuis (type 01).....	63
III.1.2.4. Dalle sur 03 appuis (type 02)	65
III.3. Calcul des escaliers	68
III.3.1.Escalier type I.....	68
III.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	68
III.3.1.2 Calcul des sollicitations	69
III.3.1.3. Ferrailage des escaliers	69

III.3.1.4. Vérification à l'ELS	70
III.3.1.5. schéma de ferrailage	71
III.3.2. Escalier type II	71
III.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	71
III.3.2.2. Calcul des sollicitations	71
III.3.2.3 Ferrailage des escaliers	71
III.3.2.4. Vérification à l'ELS	72
III.3.2.5. schéma de ferrailage	73
III.4. Etude de la poutre palière	73
III.4.1. Dimensionnement	73
III.4.2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple.....	74
III.4.3. Calcul de la poutre palière à la torsion	75
III.4.4. Sections des armatures finales	75
III.4.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière	76
III.5. Etude de l'ascenseur	77
III.5.1. les caractéristiques	77
III.5.2. Calcul de premier type de dalle	77
III.5.2.1.Ferrailage	79
III.5.2.2. Vérifications a l'ELS.....	80
III.5.2.3. Schéma de ferrailage	81
III.5.3. Calcul du deuxième type de dalle	82
III.5.3.1.Ferrailage	82
III.5.3.2. Vérifications a l'ELS.....	82
III.5.3.3. Schéma de ferrailage	84
III.6. Etude de l'acrotère.....	84
III.6.1. Evaluation des charges et surcharge	84
III.6.2. Calcul des sollicitations	85

III.6.3.ferraillage	85
III.6.4. Vérification à l'ELS	86
III.6.5. schéma de ferraillage	87

Chapitre V : étude sismique

Introduction	88
IV.1. Méthodes utilisables	88
IV.2 Choix de la méthode de calcul.....	88
IV.2.1. Méthode statique équivalente	88
IV.2.2. Méthode dynamique	88
IV.3. Calcul de la force sismique V statique	89
IV.3.1. Calcul de la période fondamentale de la structure	90
IV.4. Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	92
IV.4.1. Analyse des résultats	94
IV.4.2. Les modes de vibrations	94
IV.4.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	96
IV.4.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	96
IV.4.3.2. Justification de l'interaction (voiles-portiques)	96
IV.4.3.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	98
IV.4.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	99
IV.4.3.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta.....	100
IV.5. Conclusion	101

Chapitre V : étude des éléments principaux

Introduction.....	102
V.1.Etude des poteaux	102
V.1.1.Les recommandations du RPA 99/2003.....	102
V.1.2. sollicitations et ferraillage des poteaux	103
V.1.3. Vérifications	105

V.1.4. disposition constructive des poteaux.....	108
V.1.5.Schéma de ferrailage.....	109
V.2.Etude des poutres	110
V.2.1. Recommandations du RPA99.....	110
V.2.2. Ferrailage des poutres	111
V.2.3.Vérifications.....	112
V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres.....	113
V.3. Etude des voiles	116
Introduction.....	116
V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003	116
V.3.2. Ferrailage des voiles	117
V.3.3.schéma de ferrailage.....	125

Chapitre. VI : étude de l'infrastructure

Introduction	126
VI.1. Les différents types de fondations	126
VI.2. Reconnaissance du sol	127
VI.3. Choix du type de fondation	127
VI.4. Vérifications diverses	129
VI.5. Ferrailage du radier	132
VI.5.1. Calcul des Sollicitations.....	132
VI.5.2.schéma de ferrailage	135
VI.6. Ferrailage du débord	135
VI.6.1. Calcul des Sollicitations.....	135
VI.6.2.Calcul du ferrailage	135

VI.6.3. schéma de ferrailage	136
VI.7. Etude des nervures	137
VI.7.1. Calcul des sollicitations.....	140
VI.7.2. Ferrailage des nervures	141
VI.7.3. Les vérifications nécessaire	141
VI.7.4. Schéma de ferrailages	143
VI.8. Voile périphérique	143
Introduction.....	143
VI.8.1. Dimensionnement des voiles	144
VI.8.2. Caractéristiques du sol	144
VI.8.3. Evaluation des charges et surcharges.	144
VI.8.4. Ferrailage du voile périphérique	144
VI.8.5. Vérifications.....	145
VI.8.6. Schéma de ferrailage	147
Conclusion.....	147



Liste des tableaux

Sommaire des tableaux

Chapitre 2 :

Tableau.II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

Tableau.II.2: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Tableau.II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

Tableau.II.4: Evaluation des charges de la dalle pleine.

Tableau.II.5: Evaluation des charges de la dalle pleine.

Tableau.II.6: Evaluation des charges du mur extérieur.

Tableau.II.7: Evaluation des charges sur la volée ($e = 15\text{cm}$).

Tableau.II.8: Evaluation des charges sur le palier ($e = 18$).

Tableau.II.2: sections des poteaux préalables

Tableau.II.3: Evaluation des poids propres des poteaux

Tableau.II.11: tableau récapitulatif de la descente de charge

Tableau.II.12: Evaluation des poids propres des poteaux

Tableau.II.14: vérification du critère de résistance

Tableau.II.15 : vérification du critère de stabilité de forme

Chapitre 3 :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

Tableau.III.2 : Charges et surcharges sur les poutrelles

Tableau III.3: sollicitations dans les types de poutrelles (1 , 5 et 6) à l'ELU et l'ELS pour le plancher RDC

Tableau III.4 : Sollicitations dans tous les types de poutrelles (2 , 3 et 5) à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

Tableau III.5 : sollicitations dans tous les types de poutrelles (2 , 3 et 5) à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

Tableau III.6 : Sollicitations dans tous les types de poutrelles (4 , 6 et 7) à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

Tableau III.7 : Les sollicitations maximales des poutrelles dans tous les types de plancher à l'ELU et l'ELS.

Tableau III.8 : Calcul du ferrailage longitudinal a l'ELU des différents planchers

Tableau III.9 : Vérifications nécessaires à l'ELU

Tableau III.10 : Vérifications nécessaires à l'ELS

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des vérifications de la flèche des différents niveaux

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche après redimensionnement du plancher

Tableau III.13 : Schémas de ferrailage des poutrelles des différents planchers

Tableau III.14 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

Tableau III.15: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Tableau III.17: les sollicitations de la dalle sur quatre appuis (D4).

Tableau III.18: ferrailage de la dalle sur quatre appuis (D4).
Tableau III.19: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.
Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.
Tableau III.21: les sollicitations de la dalle sur deux appuis (D1).
Tableau III.22: Ferrailage de dalle sur 2 appuis
Tableau III.23 : vérifications à L'ELS
Tableau III.24 : les sollicitations de la dalle sur trois appuis (D2).
Tableau III.25 : Ferrailage de dalle sur 3 appuis
Tableau III.26 : vérifications à L'ELS
Tableau III.27: Ferrailage de dalle sur 3 appuis à L'ELS
Tableau III.28 : vérifications à L'ELS
Tableau III.29 : Tableau récapitulatif de la vérification à l'état limite de déformation
Tableau III.30 : Ferrailage d'escalier type I
Tableau III.31: Ferrailage d'escalier type II
Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS
Tableau III.33 : Les sollicitations de la poutre palière.
Tableau III.34 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple
Tableau III.35: Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.
Tableau III.36 : sollicitation dans l'acrotère

Chapitre 4 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.
Tableau IV.5. Interactions sous charge vertical.
Tableau IV.6. Interaction sous charge horizontal.
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs.
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ .

Chapitre 5 :

Tableau.V. 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.
Tableau.V. 2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.
Tableau.V. 3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.
Tableau.V. 4 Justification de l'effort normal réduit.
Tableau.V.5 Vérification des contraintes dans le béton.
Tableau.V. 6 Vérification des contraintes tangentielles.
Tableau.V. 7 Les sollicitations les plus défavorables
Tableau.V. 8 Les armatures longitudinales dans les poutres.
Tableau .V. 9 Vérification des contraintes tangentielles
Tableau. 10 Vérification au cisaillement.
Tableau.V. 11 Vérification de l'état limite de compression du béton.
Tableau.V. 12 Vérification à la flèche

Tableau.V. 13 sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires plancher RDC et étages courants

Tableau.V. 14 sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires plancher terrasse

Tableau.V. 15 : Moments résistant dans les poteaux.

Tableau.V. 16 : Moments résistants dans les poutres.

Tableau.V. 17 : Vérification des zones nodales

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Chapitre 6 :

Tableau VI.2. Tableau du ferrailage de radier.

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.

Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Tableau VI.6. Tableau du ferrailage du débord.

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.8. Les chargements sur les travées sens X-X.

Tableau VI.9. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Tableau VI.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Tableau VI.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Tableau VI.12. Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Tableau VI.13. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Tableau VI.14. Calcul des ferrailages.

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.16. Calcul des armatures à l'ELS.

Tableau VI.17. Ferrailage des voiles périphériques.

Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.19. Calcul des armatures à l'ELS.



Liste des figures

CHAPITRE I

Figure .I. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

Figure .I. 2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S

Figure .I. 3 Diagramme contraintes-déformations de calcul

CHAPITRE2

Figure II.1. Plancher à corps creux.

Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

Figure II.3. Schéma de la disposition de poutrelles RDC

Figure II.4. Schéma de l'escalier

FigureII.5. Schéma d'escalier type 1

Figure II.6. Schéma d'escalier type 2

Figure II.7. Coupe du poteau

Figure II.8. Schéma de la surface afférente poteau1

Figure II.9. Schéma statique de la descente de charge.

Figure II.10. Surface afférente du poteau2

Figure II.11. Schéma statique de la descente de charge.

Figure II.12. Section brute (B_r)

CHAPITRE III

Figure III.1: Schéma d'une Poutre

Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants

Figure .III.3.Schéma statique de la poutrelle

Figure III.4 : Schéma d'une poutrelle

Figure III.5 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

Figure III.6 : Schéma de la dalle (D3)

Figure III.7 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (D3).

Figure III.8 : Dalle sur 4 appuis (D4).

Figure III.9 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (D2).

Figure III.10. dalle pleine D1

Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

Figure III.12 :dalle pleine (D2)

Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D2)

Figure III.14 : Schéma statique du type I

Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier type I

Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type 2

Fig. III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II

Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière

III.19.Schema d'une poutre palière

Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure III.22 : Cage d'ascenseur

Figure III.23 : Schéma représentant la surface d'impact.

Figure III.24 : Schémas de ferrailage de la dalle du local machine

Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la deuxième dalle de l'ascenseur

Figure. III.26 : schéma d'acrotère

Figure .III.27 : Section à ferrailer

III.28.Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X.et Y-Y.

Figure IV. 2. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.

Figure IV. 3. Vu en plan de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.

Figure IV.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe YY).

Figure IV.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Figure IV.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

CHAPITRE V

Figure.V.1 Section d'un poteau

Figure.V.2 Zone de recouvrement

Figure .V. 3 Schémas de ferrailage des poteaux.

Figure VI. 4 Schéma de la Zone nodale

Figure.VI. 5 Disposition des voiles

Figure.VI. 6 Schéma d'un voile plein

Fugure.V.7 Diagramme des contraintes

Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile V_{X2} des niveaux RDC et 1^{er} étage

CHAPITRE VI

Figure VI. 1. Le panneau le plus sollicité

Figure VI.2. Ferrailage du radier.

Figure VI. 3. Schéma statique du débord.

Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord.

Figure VI.5. Schéma des lignes de ruptures.

Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

Figure VI.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

Figure VI.8. Schéma des nervures.

Figure VI.9. Ferrailage des nervures.

Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique.

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)



Introduction Générale

INTRODUCTION

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoués l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causés d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts des plaques tectoniques.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (BART) fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations en R+8 et un sous-sol, il est contreventé par un système mixte (voiles _portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



CHAPITRE I : Généralités

I.1.Introduction

Le rôle d'un ingénieur en génie civil c'est de concevoir et réaliser une étude liée a la construction des différentes structures et ceci nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de ces connaissances ainsi que la description du projet qui fera notre étude.

I.2.Description de l'ouvrage.

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude est un bâtiment de R+8+sous-sol, qui nous a été présenté par la société d'architectes (BART).

- Les étages courants à usage d'habitation.
- le RDC à usage commercial.
- Le sous-sol non exploité

Le projet entre dans le cadre de la construction des 99 logements promotionnels et 20 locaux de commerce, projetés à Sidi Ali L'Abhar Bejaïa, est situé a environ 500 m à l'ouest du bord de la mer et a 1 km environ au nord de l'aéroport Abane Ramdane

Ce dernier est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa (zone de la moyenne sismicité) et de groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

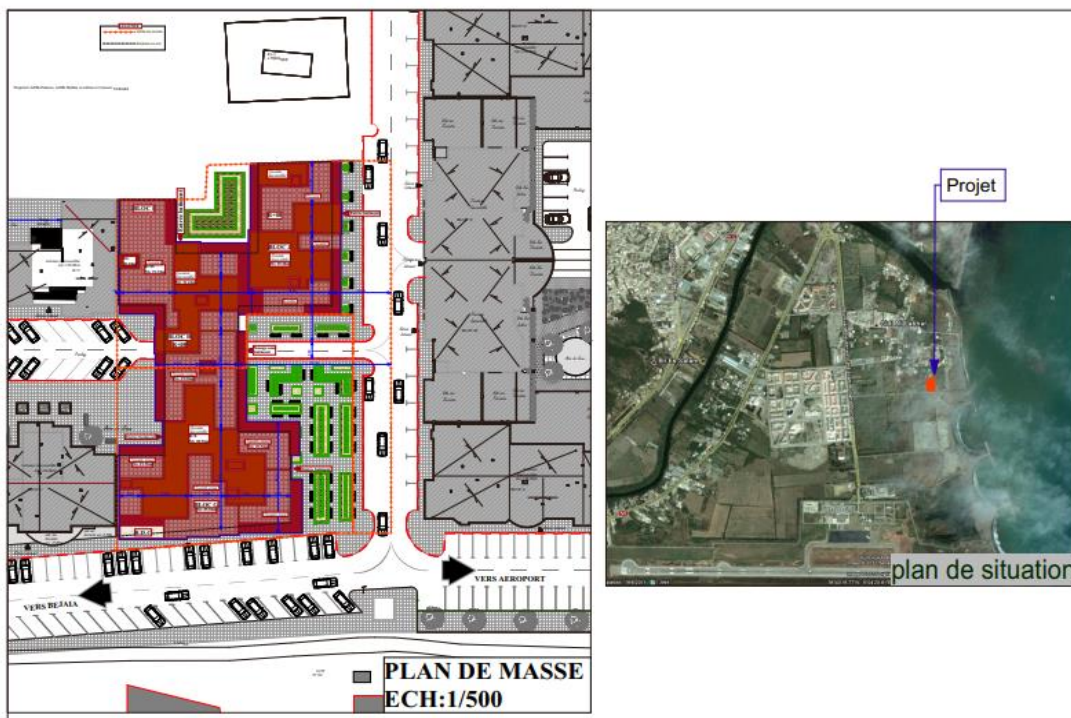


Figure I.1 Plan de masse de la structure et plan de situation

I.2.1. Description architecturale :

Les dimensions du bâtiment sont :

- ❖ Dimensions en plan :
 - la largeur : **22.84 m**
 - La longueur : **25.77 m**
- ❖ Dimensions en élévation :
 - La hauteur totale : **33.92m**
 - La hauteur du sous-sol : **4.3m**
 - La hauteur du RDC : **4.08m**
 - La hauteur de l'étage courant : **3.06m**

I.2.2 conception de la structure du bâtiment**+ Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Dans notre bâtiment on a deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Plancher en dalle pleine

+ Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Dans notre bâtiment on a deux types d'escalier :

- Le premier type est en béton armé permet le passage du RDC jusqu'au dernier étage
- Le deuxième type est en acier permet le passage du 8 ième etage a la terrasse accessible

+ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

+ La maçonnerie :

- les murs extérieurs seront réalisés en double parois de briques creuses (15 et 10) cm séparé par une l'âme d'air de 5cm
- les murs de séparation intérieure seront réalisés en une seule paroi de brique de 10cm.

+ L'ascenseur : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers a travers les déférents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers. Dans notre structure on a un seul ascenseur

+ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels.

✚ Les Voiles :

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

✚ La terrasse :

Dans notre projet on a une terrasse inaccessible plus une terrasse accessible

I.2.3 Choix du contreventement :

Une étude du contreventement de la structure est indispensable dans une construction elle a pour but de mettre en évidence les éléments essentiels participant à la stabilité de notre structure cette dernière sera assurée par un contreventement mixte portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003. (DTR)
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.

I.4.Les états limites :

I.4.1. Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service (ELS):

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.5.les actions et sollicitation :

I.5.1.Valeurs caractéristiques des actions :

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

I.5.2.. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

1. Les combinaisons d'action :

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :(BAEL 91/Version 99 Art 3.3.21)

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i}Q_i. \\ 1.5 \text{ En général.} \\ 1.35 \text{ Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i.$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

c. Sollicitations accidentelles : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

2. Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Avec E : action du séisme.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Béton :

1. Introduction :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) dosé de 350Kg/m³ et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

2. caractéristiques mécanique du béton :

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

a. Résistance a la compression :

Elle est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, écrasées à un effort de compression centrée.

On peut estimer la résistance d'un béton a « j » jour notée f_{cj} comme suite :

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \dots \dots \dots \text{(CBA Art A.2.1.1.1)}$$

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \dots \dots \dots \text{(CBA Art A.2.1.1.1)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a: $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

b. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique a la traction du béton a j jours, est donnée par :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$. Pour $f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$

Donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

c. Module d'élasticité longitudinale du béton (CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)

- sous charges instantanées (<24 heures) :

$$E_{ij} = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à

j jour est $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$

-

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$:
$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Le Module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)}$$

e. Diagramme contraintes -déformations (σ, ϵ) :

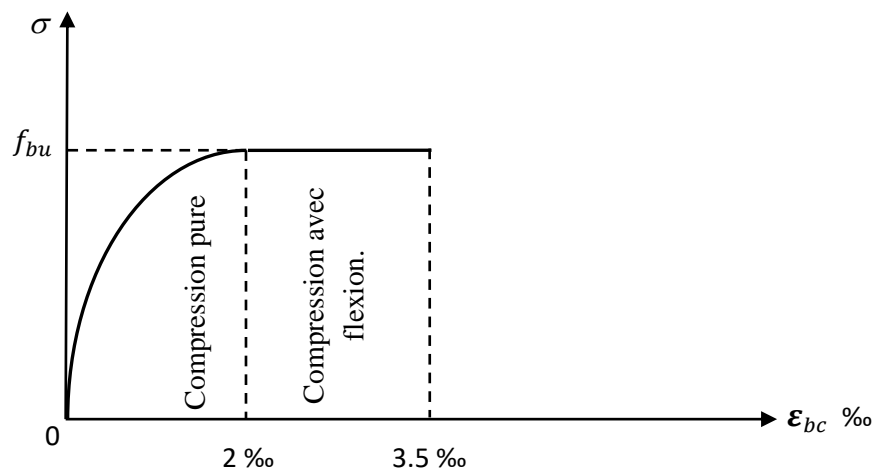


Figure .I. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont donnée dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

γ_b Vaut **1.5** sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors **1.15**.

f. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa. \right]$$

Pour : $f_{cj}=25MPa$ $\tau_u=3,33MPa$.

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa. \right]$$

Pour : $f_{cj}=25MPa$ $\tau_u=2,50MPa$

g. Le coefficient de Poisson : Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

$$\nu = \text{Déformation Transversale} / \text{Déformation Longitudinale.}$$

On admet que :

-A l'ELU : $\nu = 0$

-A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). **CBA93 (Art : A. 2. 1. 3)**

h. Contrainte de calcul à l'ELS : Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

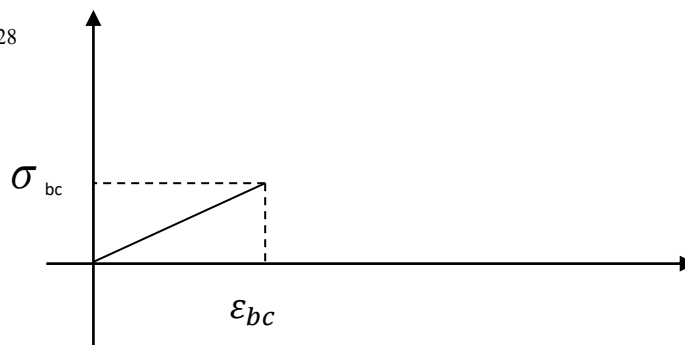


Figure .I. 2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S

I.6.2. L'Acier

a. Définition :

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

b. Différents types d'aciers :

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

c. caractéristiques mécaniques des aciers

– à l'ELU

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit:

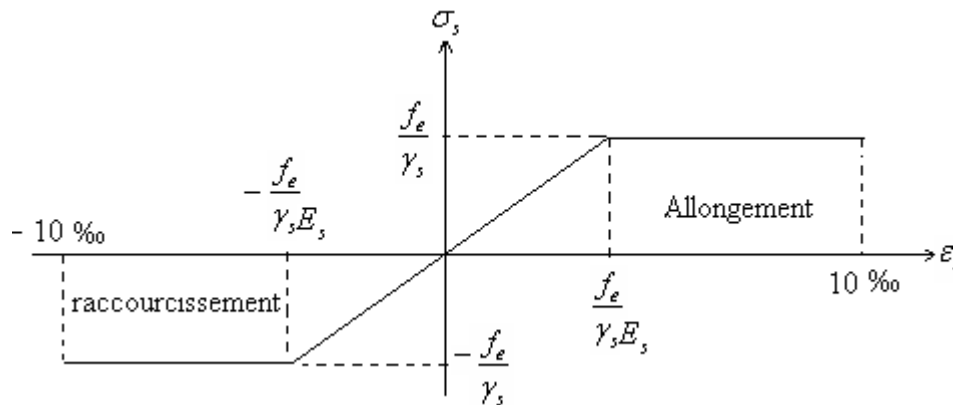


Figure I. 3 Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

.Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

– à l'ELS (CBA Art A.4.5.32)

On distingue les cas suivants:

– Cas où la fissuration est peu-préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

– Cas de fissuration préjudiciable, La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

– Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Conclusion

Après avoir choisis des matériaux à utiliser dans notre projet. On passe directement au chapitre de pré dimensionnement des éléments.



CHAPITRE II :
**Pré dimensionnement
des éléments**

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va procéder un pré dimensionnement des éléments afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant et assurer une bonne résistance de l'ensemble des éléments porteurs nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Les planchers à corps creux

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

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

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

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18,2 \text{ cm}$$

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

Avec :

- ✓ **h = 16 cm** : hauteur du corps creux.
- ✓ **h₀ = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression.

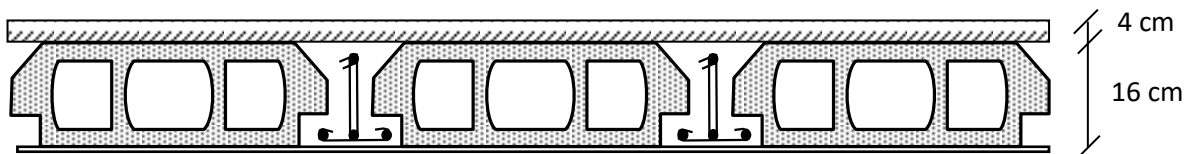


Figure II.1 plancher à corps creux.

a. Pré dimensionnement des poutrelles :

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

b: Largeur de la table de compression

b_0 : Largeur de la nervure

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_t : Hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16) \text{ cm}$$

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

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

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

$$L_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}, \frac{370}{10} \right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

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

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

a. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme indique la figure ci-dessous (figure)

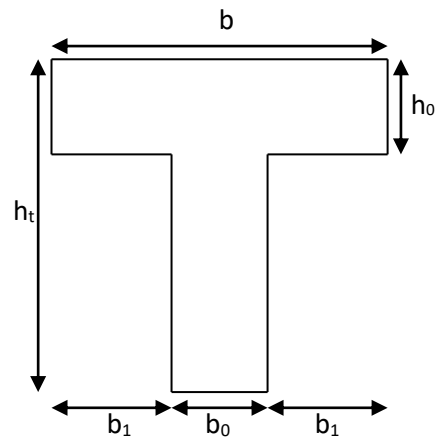


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

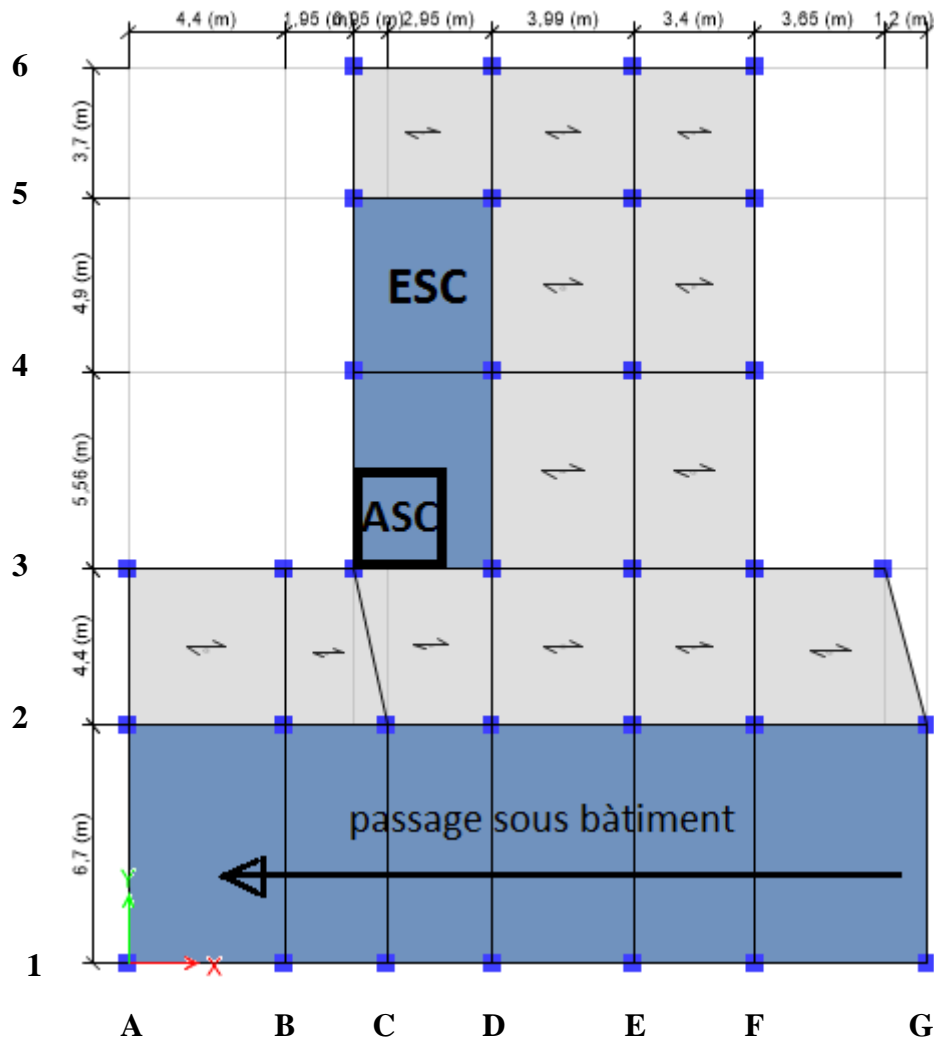


Figure II.3. Schéma de la disposition de poutrelles RDC

II.2.1.2. les dalles pleines :

les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontal en béton armé d'épaisseur faible par rapport à ses dimensions (L_x et L_y).

➤ Critère de résistance a la flexion (CBA93) :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

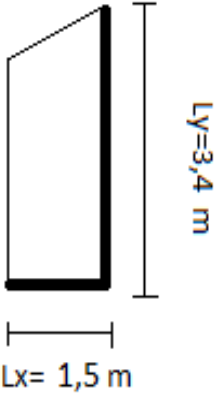

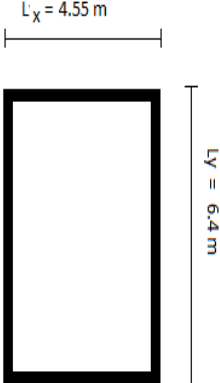
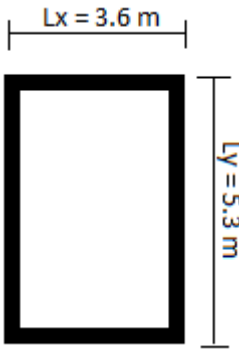
- **Résistance au feu (CBA93) :**
 - $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 - $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l’Algérie l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14 \text{ cm}$

Les différents types de dalles pleines de notre structure :

Type de la dalle pleine	Dalle sur deux appuis (D1)	Dalle sur trois appuis (D2)	Dalle sur quatre appuis (D3)	Dalle sur quatre appuis (D4)
usage	Balcon	Balcon	Passage sous bâtiment	Cage d’ascenseur
épaisseur	$e = 14 \text{ cm}$	$e = 14 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$	$e = 14 \text{ cm}$
Schémas statiques des dalles pleines				

II.2.2 : Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).:

Types de poutres	Poutre principale	Poutre secondaire
definition	Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles	Les poutrelles sont disposées parallèlement à ces dernières
pré dimensionnement	$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ $L_{\max} :$ Portée maximale entre nus d'appuis. $L_{\max} = 630\text{cm.}$ $\Rightarrow 42\text{cm} \leq h \leq 63\text{cm.}$ On prend $h=45\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Condition de flèche). $L_{\max} :$ Portée libre maximale entre nus d'appuis. $L_{\max} = 410\text{cm} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm.}$ On prend $h=35\text{cm}$ $b= 30\text{cm}$
Vérification des conditions du RPA	$b= 30\text{cm} > 20\text{cm}.....\text{verifiée}$ $h= 45\text{cm} > 30\text{cm}.....\text{verifiée}$ $h/b= 45/30=1.17 < 4.....\text{verifiée}$	$b= 30\text{cm} > 20\text{cm}.....\text{verifiée}$ $h= 35\text{cm} > 30\text{cm}.....\text{verifiée}$ $h/b= 35/30=1.17 < 4.....\text{verifiée}$

II.2.3 : Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm

$$a \geq \max [h_e/20, 15\text{cm}].$$

RPA99 (article 7.7.1)

Avec : h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile

On a:

$$h_e = 4.1\text{ m} \quad \text{pour le sous sol}$$

$$h_e = 3,85 \text{ m} \quad \text{pour le RDC}$$

$$h_e = 2,86 \text{ m} \quad \text{pour les autres étages.}$$

$$a \geq \frac{410}{22} = 18,63 \quad (\text{Sous-sol}).$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} \quad (\text{autres étages}).$$

$$a \geq \frac{385}{22} = 17,5 \text{ cm} \quad (\text{RDC})$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} a=20\text{cm pour le sous sol+RDC} \\ a=15\text{cm pour les autres étages.} \end{array} \right.$$

II.2.4 : Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (marche)

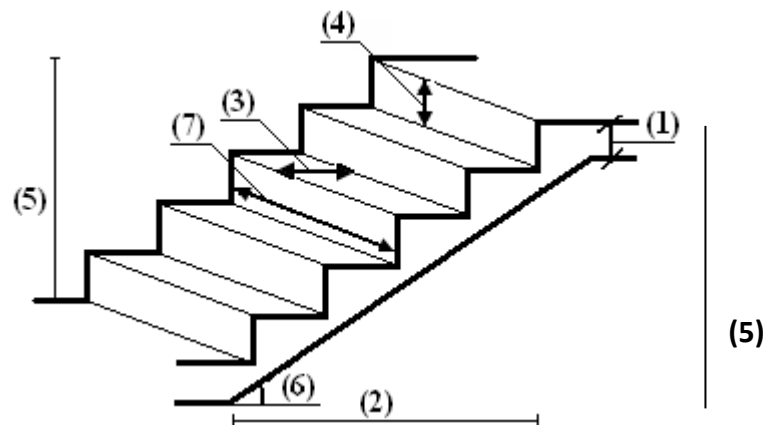


Figure II.4. Schéma de l'escalier

Notre projet présente deux types d'escalier :

Le 1^{er} type : Escalier a deux volées avec un palier intermédiaire (du Rez-de-chaussée au 8ieme étage).

Le 2^{ème} type : Escalier a une volée et un palier (rez-de-chaussée).

II.2.4.1 : Escalier type 1 : Escalier a deux paliers avec une volée intermédiaire.

$H_0 = 153$

$L_0 = 240$ cm.

On fixe $g+2h=64$ cm

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 2 + 3.4) n + 2 \times 2 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n = 9$ (nombre de contre marche).

$n-1 = 8$ (nombre de marche).

$h=17$ cm ; $g = 30$ cm.

L'angle α :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 153/240 = 0.637 ; \text{ donc } \alpha = 32.51^\circ$$

Dimensionnement de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

$$\frac{200 + 284}{30} \leq e \leq \frac{200 + 284}{20} \Rightarrow e = 18\text{cm.}$$

D'après Le BAEL 91 on prend : $e = 18$ cm

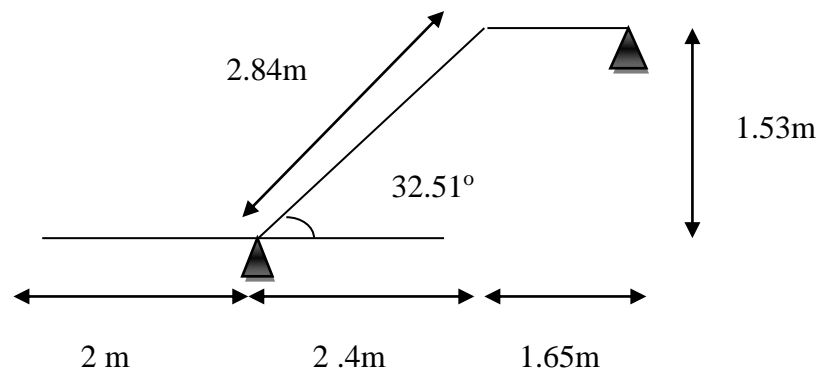


Figure II.5. Schéma d'escalier type 1

II.2.4.2 : Escalier type 2 Escalier à une volée et un palier

➤ Pour la première volée :

$$L_0=1.5m \quad H_0 = 1.02m$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,53 + 2,4) n + 2 \times 1,53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$n = 6 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$n-1 = 5 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{102}{150} \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{1,5}{\cos(34,21^\circ)} \Rightarrow L = 1,814m$$

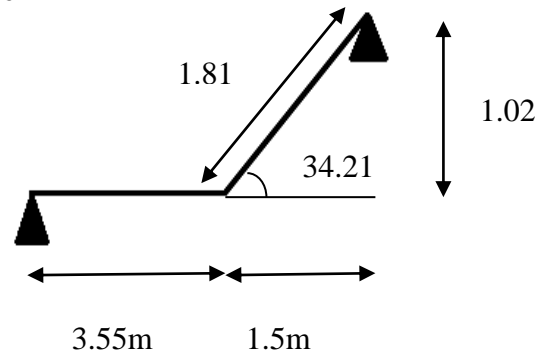


Figure II.6. Schéma d'escalier type 2

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{181 + 355}{30} \leq e \leq \frac{181 + 355}{20} \Rightarrow e = 18cm.$$

II.3 : Evaluation des charges

➤ **Plancher terrasse accessible.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Forme de pente	21.2	0,10	2,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	14	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale	G = 6.53 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1,5 KN/m²		

Tableau.II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

Remarque: la charge d'exploitation à la buanderie **Q = 3.5 KN/m²**

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0.12
Forme de pente	0,1	22	2.20
Isolation thermique	0,04	18	0.72
Plancher corps creux (16+4)	0,2	14	2.85
Enduit en mortiers	0,015	18	0.27
Charge permanente totale	G = 6,96 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1KN/m ²		

Tableau.II.2: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

➤ **Plancher étage courant :**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	14	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloison de séparation	10	0.10	0,9
Charge permanente totale	G = 5.15 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1,5 KN/m ²		
	Q (RDC) = 5 KN/m ²		

Tableau.II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

➤ **Dalles pleines :**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale	G = 4,9 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q(balcons) = 3.5 KN/m ²		
	Q(cage d'ascenseur) = 2.5 KN/m ²		

Tableau.II.4: Evaluation des charges de la dalle pleine.

➤ **Dalles pleines (passage sous bâtiment)**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0,15	3.75
Charge permanente totale	G = 3.75 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 5 KN/m ²		

Tableau.II.5: Evaluation des charges de la dalle pleine.

➤ Mur extérieur

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Brique creuse	-	0,15	1.3
Lame d'air	-	0,05	-
Brique creuse	-	0,10	0,9
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale	G = 2,6 KN/m ²		

Tableau.II.6: Evaluation des charges du mur extérieur.

➤ Escalier

Evaluation des charges et surcharges sur la volée (e 18=cm):

Désignation des éléments	ρ	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revetement du sol en carrelage vertical	20	0.02h/g	0.22
Mortier de pose : horizontal	20	0,02	0,40
Mortier de pose vertical	20	0.02h/g	0.22
Paillasse : { type 1	25	0.18cos 32.51	3.79
{ Type 2	25	0.18cos α 34.21	3.72
Enduit de plâtre	10	0.015	0,15
Marche	25	0,17/2	2.125
Charge permanente totale	TYPE 1 G=7.30KN/m ² TYPE 2 G= 7.23KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²		

Tableau.II.7: Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).

➤ Evaluation des charges sur le palier(e = 18)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,18	4.5
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanente totale	G = 5.85 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²		

Tableau.II.8: Evaluation des charges sur le palier (e =18).

II.4 : Les poteaux :

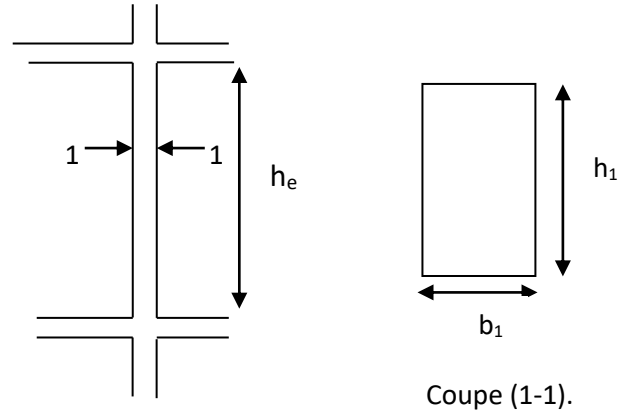
Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

➤ **Stabilité de forme (flambement).**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Tel que :

h_e Hauteur libre d'étage est égale à :

- $h_e = 2.86m$ Pour les étages courants
- $h_e = 4.1m$ Pour le sous-sol
- $h_e = 3.86m$ pour le RDC

Figure II.7. Coupe du poteau

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

Etage	Sous-sol	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7	8 ^{ieme} et terrasse
Section	45 x 45	45 x 45	45 x 40	40 x 40	40 x 35	35x35

Tableau.II.2: sections des poteaux préalables

II.4.1 : Descente de charge :

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

➤ **Poteau 5 D:**

La surface afférente :

$S_{\text{terrasse inaccessible}} = 13.20m^2$

$S_{\text{esc (palier)}} = 4,025 m^2$

$S_{\text{dalle pleine}} = 4,46 m^2$

$S_{\text{corps creux}} = 8,73 m^2$

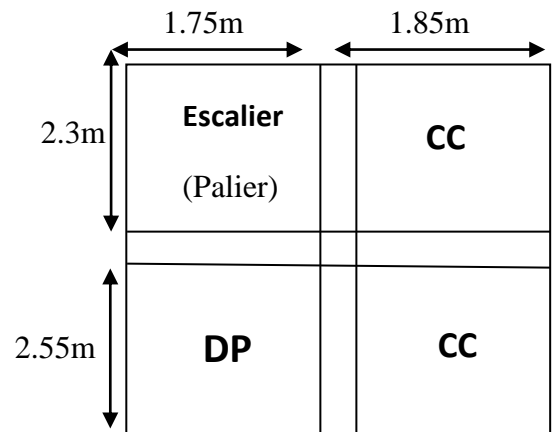


Figure II.8. Schéma de la surface afférente poteau1

Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible} \begin{cases} G = 13,20 \times 6,96 = 91,87 \text{ KN} \\ Q = 13,20 \times 1 = 13,20 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher terrasse accessible} \begin{cases} G = 104,006 \text{ KN} \\ Q = 34,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages courants} \begin{cases} G = 91,62 \text{ KN} \\ Q = 34,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC} : \begin{cases} G = 91,62 + 15,73 + 23,54 = 130,89 \text{ KN} \\ Q = 66,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Les poutres} : \begin{cases} G_{pp} = 16,37 \text{ KN} \\ G_{ps} = 9,45 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux : $G_P = S \cdot 25 \cdot h_e$

Etage	Sous-sol	RDC	Etage1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8	terrasse
S (cm ²)	2025	2025	1800	1600	1400	1225
GP (KN)	20,75	19,64	12,87	11,44	10,01	8,76

Tableau.II.3: Evaluation des poids propres des poteaux

Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression, on a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2 \times n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$\text{Terrasse (N}_1\text{)} : Q_9 = Q_{ti} = 13,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 8 (N}_2\text{)} : Q_8 = Q_{ti} + Q_{ta} = 13,20 + 34,66 = 47,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 7 (N}_3\text{)} : Q_7 = Q_{ti} + 0,95 \times (Q_{ta} + Q_e) = 79,054 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 6 (N}_4\text{)} : Q_6 = Q_{ti} + 0,90 \times (Q_{ta} + Q_e + Q_e) = 106,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 5 (N}_5\text{)} : Q_5 = Q_{ti} + 0,85 \times (Q_{ta} + Q_e + Q_e + Q_e) = 131,044 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 4 (N}_6\text{)} : Q_4 = Q_{ti} + 0,80 \times (Q_{ta} + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 151,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 3 (N}_7\text{)} : Q_3 = Q_{ti} + 0,75 \times (Q_{ta} + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 169,17 \text{ KN/m}^2$$

Etage 2(N₈) : $Q_2=Q_{ii}+0.71 \times (Q_{ta}+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=185.46\text{KN/m}^2$

Etage 1(N₉) : $Q_1= Q_{ii}+ 0.687 \times (Q_{ta}+ Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=203.69\text{KN/m}^2$.

RDC (N₁₀) : $Q_R=Q_{ii} + 0.666 \times (Q_{ta}+ Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=220.95\text{KN/m}^2$

sous-sol(N₁₁) : $Q_{ss}= Q_{ii}+0.65 \times (Q_{ta}+ Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_{RDC})=258.90\text{KN/m}^2$.

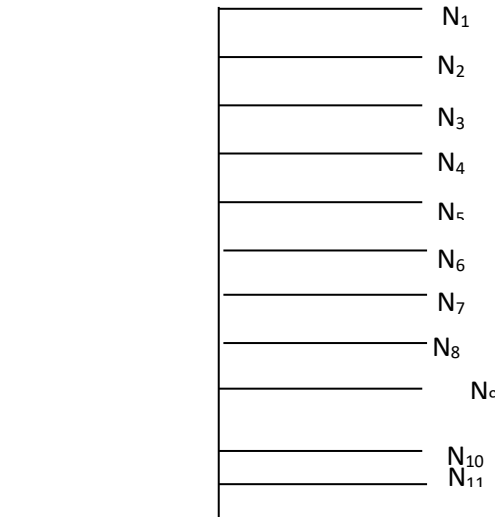


Figure II.9. Schéma statique de la descente de charge.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	91.87	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (35 x35) cm ²	8.76	
	Total	126.45	13.20
N2	Venant de N1	126.45	
	Plancher étage (16+4)	104.006	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (40 x35) cm ²	10.01	
	Total	266.28	47.86

N3	Venant de N2	266.28	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	$G_{pp}(45 \times 30) \text{ cm}^2$	16.37	
	$G_{ps}(35 \times 30) \text{ cm}^2$	09.45	
	Poteau (40 x35) cm^2	10.01	
	Total	393.73	79.05
N4	Venant de N3	393.73	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	$G_{pp}(45 \times 30) \text{ cm}^2$	16.37	
	$G_{ps}(35 \times 30) \text{ cm}^2$	09.45	
	Poteau (40 x35) cm^2	10.01	
	Total	521.18	106.78
N5	Venant de N4	521.18	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	$G_{pp} (45 \times 30) \text{ cm}^2$	16.37	
	$G_{ps}(35 \times 30) \text{ cm}^2$	09.45	
	Poteau (40 x40) cm^2	11.44	
	Total	650.06	131.044
N6	Venant de N5	650.06	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	$G_{pp} (45 \times 30) \text{ cm}^2$	16.37	
	$G_{ps} (35 \times 30) \text{ cm}^2$	09.45	
	Poteau (40 x40) cm^2	11.44	
	Total	778.94	151.84
N7	Venant de N6	778.94	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	$G_{pp} (45 \times 30) \text{ cm}^2$	16.37	
	$G_{ps} (35 \times 30) \text{ cm}^2$	09.45	
	Poteau (40x40) cm^2	11.44	

	Total	907.82	169.17
N8	Venant de N7	907.82	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (45 x40) cm ²	12.87	
	Total	1038.13	185.46
N9	Venant de N8	1038.13	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (45 x40) cm ²	12.87	
	Total	1168.44	203.69
N10	Venant de N9	1168.44	
	Plancher étage (16+4)	91.62	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (45 x45) cm ²	19.64	
	Total	1305.52	220.95
N11	Venant de N10	1305.52	
	Plancher étage (16+4)	130.89	
	G _{pp} (45x 30) cm ²	16.37	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	09.45	
	Poteau (45x45) cm ²	20.75	
	Total	1482.98	258.9

➤ **Poteau 2 :**

La surface afférente :

$$S = (1.8 + 1.5) \times (2 + 3.15)$$

$$\Rightarrow S = 16.99m^2$$

Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 16.99 \times 6.53 = 110.94 KN \\ Q = 16.99 \times 1.5 = 25.48 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages courants : } \begin{cases} G = 16.99 \times 5.15 = 87.5 KN \\ Q = 16.99 \times 1.5 = 25.48 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC : } \begin{cases} G = 88.97 KN \\ Q = 84.97 KN \end{cases}$$

Les poutres :

$$G_{pp} = 16.37 KN \quad G_{ps} = 9.32 KN.$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot 25 \cdot H_e$$

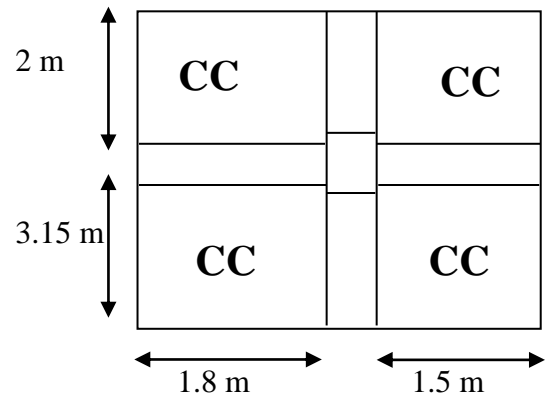


Figure II.10. Surface afférente du poteau2

Etage	Sous-sol	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3, 4 et 5	Etage 6, 7 et 8
S (cm ²)	2025	2025	1800	1600	1400
GP (KN)	20.75	19.64	12.87	11.44	10.01

Tableau.II.12: Evaluation des poids propres des poteaux

Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2 \times n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$\text{Etage 8 (N}_1\text{)} : Q_{10}=Q_t=25.48\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 7 (N}_2\text{)} : Q_9=Q_t+Q_e=50.96\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 6 (N}_3\text{)} : Q_8=Q_t+0.95 \times (Q_e + Q_e)=73.89\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 5 (N}_4\text{)} : Q_7=Q_t+0.90 \times (Q_e + Q_e + Q_e)=94.27\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 4 (N}_5\text{)} : Q_6=Q_t+0.85 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e)=112.11\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 3 (N}_6\text{)} : Q_5=Q_t+0.80 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e)=127.4\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 2 (N}_7\text{)} : Q_4=Q_t+0.75 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=140.14\text{KN/m}^2$$

$$\text{Etage 1 (N}_8\text{)} : Q_3=Q_t+0.70 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=152.11\text{KN/m}^2$$

$$\text{RDC (N}_9\text{)} : Q_2= Q_t+0.687 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=165.51 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{sous-sol(N}_{10}\text{)} : Q_1= Q_t+0.666 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=246.2 \text{ KN/m}^2.$$

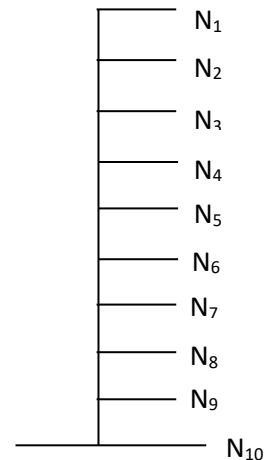


Figure II.11. Schéma statique de la descente de charge.

Après avoir fait la descente de charge du poteau 2 on a :

$$G_{\text{total}} = 1287,29 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{total}} = 246.2 \text{ KN}$$

D'après les deux résultats de la descente de charges des deux poteaux on voit très bien que le poteau le plus sollicité est le **poteau 1**

II.4.2. Les vérifications nécessaires pour le poteau le plus sollicité (poteau1)

- **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1482,98 + 1.5 \times 258,9 = 2390,37 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 2390.37 = 2629.41 \text{ KN}$$

II.4.2.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2317.85 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.15m^2$$

On a $B = 0.45 \times 0.45 = 0.202m^2$.condition vérifiée

Les poteaux sont redimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003(vérifié précédemment)

II.4.2.2. vérification du critère de résistance

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que } : \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Niveau	Nu (KN)	B (m ²)	Nu/B(MPa)	Critère $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}=14.2$
Sous-sol	2629.41	2025*10 ⁻⁴	12.98	vérifié
RDC	2303.26	2025*10 ⁻⁴	11.37	vérifié
Etage 1 e t2	2071.22	1800*10 ⁻⁴	11.50	vérifié
Etage 3 et 4	1627.24	1600*10 ⁻⁴	10.17	vérifié
Etage 5 et 6	1181.56	1400*10 ⁻⁴	8.43	vérifié
Etage 7 et 8	715.12	1400*10 ⁻⁴	5.10	vérifié
Terrasse	209.55	1225*10 ⁻⁴	1.71	vérifié

Tableau.II.14: vérification du critère de résistance

II.4.2.3. Vérification du critère de stabilité de forme :

On doit vérifier que l'effort normal ultime : $Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$Br = (a-2)*(b-2)$$

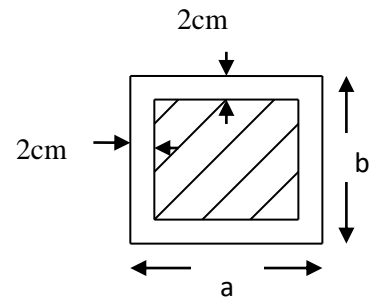


Figure II.12. Section brute (B_r)

$$As \geq 0.8\% * Br \quad \text{on prend } As = 1\% * Br$$

BAEL 91(7-4-2)

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

Le calcul se fait en compression simple en considérant 02 cas :

- **1^{er} cas:** $\lambda \leq 70$ → calcul en compression simple en tenant compte des effets du 1^{er} ordre

(λ Élancement géométrique)

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$$50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2$$

- **2^{eme} cas:**

$\lambda > 70$ calcul en tenant compte des effets du second ordre.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f : \text{ la longueur de flambement}$$

$$l_f = 0.7 * l_0 \quad (\text{encastrement ou assemble a des poutres de plancher})$$

$$i : \text{ Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

Type de poteau	B(cm ²)	I(m ⁴)	i(m)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	Br(cm ²)	N _u (MPa)	$\overline{N_u}$ (MPa)
45x45	2025	3.41x10 ⁻³	0.13	4.08	2.856	21.96	0.79	1849	2.629	3.21
45x40	1800	3.04x10 ⁻³	0.13	3.06	2.142	16.47	0.81	1634	2.071	2.91
40x40	1600	2.13x10 ⁻³	0.115	3.06	2.142	18.62	0.8	1444	1.627	2.54
40x35	1400	1.86x10 ⁻³	0.115	3.06	2.142	18.62	0.8	1254	0.950	2.2
35x35	1225	1.25x10 ⁻³	0.1	3.06	2.142	21.42	0.79	1089	0.209	1.89

TABLEAU.II.15 : vérification du critère de stabilité de forme

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.5.Conclusion :

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

- Poutres principales (30,45) cm².
- Poutres secondaires..... (30,35) cm².
- Sous-sol et RDCpoteaux (45,45) cm².
- 1er, 2ème étage poteaux (40,45) cm²
- 3ème ,4 et 5ème étage..... poteaux (40, 40) cm².
- 6ème ,7 et 8ème étage.....poteaux (35,40) cm².
- terrasse inaccessible.....poteaux(35,35) cm².



CHAPITRE III :
Etude des éléments
secondaires

INTRODUCTION

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 _v 2003...).

III.1. ETUDE DES PLANCHERS

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.1.1. Etude du plancher à corps creux

III.1.1.1. Etude des poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.4 au Chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons sont les suivants :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Type6	
Type7	

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

✚ Remarque :

- Type 6,7 et 4 : Terrasse inaccessible
- Type5,3 et 2 : Etage courant et terrasse accessible
- Type6,5 et 1 : RDC

❖ Méthodes de calcul des sollicitations

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

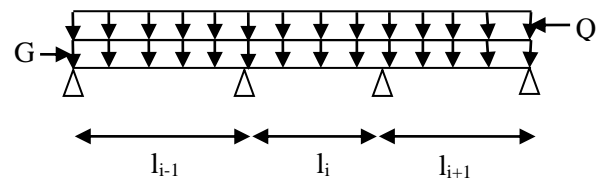


Figure III.1: Schéma d'une Poutre

A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Exposée de la méthode :

Evaluation des moments :

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$

tel que $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n=nombre de travées d'une poutre

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

b. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

- Avec M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

c. Moment en travée

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

- Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée ,et soit $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

d. Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

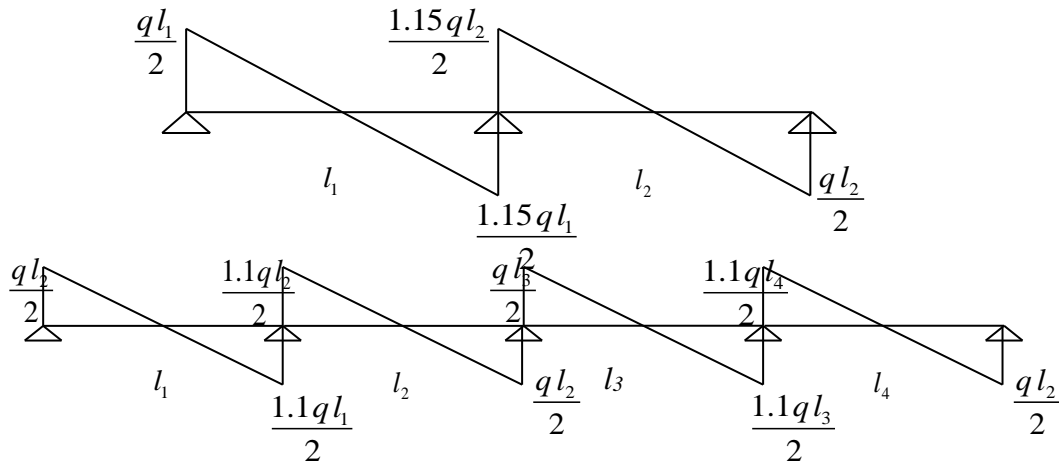


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

Conditions d'application

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

Principe de la méthode

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

a. Moment en appuis

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

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

b. Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$M_{\max} = M(X) \Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

c. Evaluation de l'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

C. Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par : $G' = (2/3) \times G$

Uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée on reprend la charge totale G.

❖ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher RDC	5.15	5	9.39	6.6
Plancher étage courant	5.15	1.5	5.98	4.32
Terrasse accessible	6.53	1.5	7.19	5.22
Terrasse inaccessible	6.96	1	7.08	5.17

Tableau.III.2 : Charges et surcharges sur les poutrelles

III.1.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles:

On prend comme exemple de calcul la poutrelle type 6 du plancher RDC

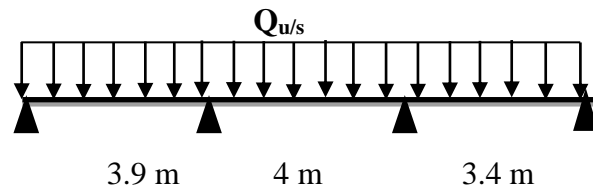


Figure .III.3. Schéma statique de la poutrelle

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on utilise cette méthode pour le calcul des sollicitations.

a. Calcul des moments isostatiques :**- A l'ELU :**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 18.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 13.57 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 12.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 13.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 9.53 \text{ KN.m}$$

b. Moments aux appuis :**Appuis de rive :**

$$\text{- A l'ELU } M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{- A l'ELS } M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.98 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :**- A l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -9.39 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -6.6 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.15} = 0.492 \quad (1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

- A l'ELU :**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 15.78 \\ M_t^{AB} \geq 12.02 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 15.78 \text{ KN.m}$$

Travée BC**Travée CD**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 12.16 \\ M_t^{BC} \geq 10.77 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 12.16 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} M_t^{CD} \geq 10.87 \\ M_t^{CD} \geq 9.14 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 10.87 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :**Travée AB****Travée BC**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 11.1 \\ M_t^{AB} \geq 8.45 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 11.1 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} M_t^{BC} \geq 8.55 \\ M_t^{BC} \geq 7.57 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} M_t^{CD} \geq 7.63 \\ M_t^{CD} \geq 6.42 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 7.63 \text{ KN.m}$$

d. Les efforts tranchants :

- A l'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{9.39 \times 3.9}{2} = 18.31 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 20.14 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \times \frac{9.39 \times 4}{2} = 20.65 \text{ KN}$$

$$V_C = V_B = 20.65 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{1.1 \times 9.39 \times 3.4}{2} = 17.56 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{V_C}{1.1} = 15.96 \text{ KN}$$

- ❖ Pour les autres types de poutrelles des différents planchers (RDC étages courants terrasse accessible et inaccessible) les sollicitations sont représentées dans les tableaux suivant :

Combinaison	type	Méthode de calculs	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
						M _g	M _d		V _g	V _d	
ELU	1	Caquot	A-B	4.4	19.08	0	-13.48	16.49	17.6	-23.73	
			B-C	2.9	8.29	-13.48	-5.08	1.038	/	12.98	
			C-D	2.95	8.58	-5.08	-7.66	3.887	/	18.63	
			D-E	4	15.77	-7.66	-8.29	10.81	/	-18.94	
			E-F	3.4	11.39	-8.29	-7.28	5.791	/	24.28	
			F-G	4.85	23.19	-7.28	0	24.1	/	21.28	
	5	forfaitaire	A-B	4	18.78	-2.81	-11.27	15.93	18.78	-21.6	
			B-C	3.4	13.57	-11.27	-2.81	9.94	/	-15.97	
	6	forfaitaire	A-B	3.9	17.85	-2.81	-9.39	15.8	18.31	20.66	
			B-C	4	18.78	/	-9.39	12.17	/	-20.66	
			C-D	3.4	13.57	/	-2.81	10.88	/	-15.97	
	ELS	1	Caquot	A-B	4.4	13.26	0	-9.374	11.62	/	/
				B-C	2.9	5.76	/	-3.532	0.791	/	/
				C-D	2.95	5.96	/	-5.326	2.776	/	/
				D-E	4	10.96	/	-5.762	7.653	/	/
E-F				3.4	7.92	/	-5.063	4.125	/	/	
F-G				4.85	16.12	/	0	16.95	/	/	
5		forfaitaire	A-B	4	13.19	0	-7.91	11.19	/	/	
			B-C	3.4	9.53	/	0	6.985	/	/	
6		forfaitaire	A-B	3.9	12.54	0	-6.6	11.1	/	/	
			B-C	4	13.19	/	-6.6	8.55	/	/	
			C-D	3.4	9.53	/	0	7.64	/	/	

Tableau III.3:sollicitations dans les types de poutrelles (1 , 5 et 6) à l'ELU et l'ELS pour le plancher RDC

Combinaison	type	Méthode de calculs	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
						M _g	M _d		V _g	V _d	
ELU	2	Caquot	A-B	2.9	4.7	0	-3.557	4.55	7.378	-9.969	
			B-C	2.95	4.86	/	-4.347	2.459	/	11.614	
			C-D	4	8.95	/	-5.749	6.926	/	-12.315	
			D-E	3.4	6.46	/	0	6.008	/	-8.479	
	3	caquot	A-B	1.95	2.12	0	-3.924	1.22	3.82	11.322	
			B-C	3.9	8.51	/	-5.26	6.791	/	-12.007	
			C-D	4	8.95	/	-5.749	6.461	/	-12.086	
			D-E	3.4	6.46	/	0	6.008	/	-8.479	
	5	forfaitaire	A-B	4	11.96	0	-7.178	9.186	11.96	-13.759	
			B-C	3.4	8.64	/	0	5.641	/	-10.169	
	ELS	2	Caquot	A-B	2.9	3.37	0	-2.692	3.298	/	/
				B-C	2.95	3.49	/	-3.116	1.801	/	/
C-D				4	6.41	/	-4.12	5.035	/	/	
D-E				3.4	4.63	/	0	4.357	/	/	
3		Caquot	A-B	1.95	1.52	0	-2.812	0.889	/	/	
			B-C	3.9	6.09	/	-3.769	4.936	/	/	
			C-D	4	6.41	/	-4.12	4.702	/	/	
			D-E	3.4	4.63	/	0	4.357	/	/	
5		forfaitaire	A-B	4	8.646	0	-5.188	6.638	/	/	
			B-C	3.4	6.247	/	0	4.077	/	/	

Tableau III.4 : Sollicitations dans tous les types de poutrelles (2 , 3 et 5) à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

Combinaison	type	Méthode de calculs	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
						M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	2	Caquot	A-B	2.9	5.55	0	-4.435	5.507	8.901	-11.959
			B-C	2.95	5.74	/	-5.132	3.045	/	13.972
			C-D	4	10.56	/	-6.787	8.438	/	-14.8
			D-E	3.4	7.63	/	0	7.277	/	-10.232
	3	Caquot	A-B	1.95	2.51	0	-4.632	1.495	4.638	13.622
			B-C	3.9	10.04	/	-6.209	8.267	/	-14.431
			C-D	4	10.56	/	-6.787	7.889	/	-14.531
			D-E	3.4	7.63	/	0	7.277	/	-10.232
	5	forfaitaire	A-B	4	14.38	0	-8.632	10.877	14.38	-16.544
			B-C	3.4	10.38	/	0	6.661	/	-12.228
ELS	2	Caquot	A-B	2.9	4	0	-3.194	4.007	/	/
			B-C	2.95	4.14	/	-3.696	2.236	/	/
			C-D	4	7.61	/	-4.888	6.157	/	/
			D-E	3.4	5.49	/	0	5.297	/	/
	3	Caquot	A-B	1.95	1.81	0	-3.336	1.093	/	/
			B-C	3.9	7.23	/	-4.472	6.029	/	/
			C-D	4	7.61	/	-4.888	5.761	/	/
			D-E	3.4	5.49	/	0	5.297	/	/
	5	forfaitaire	A-B	4	10.44	0	-6.264	7.894	/	/
			B-C	3.4	7.54	/	0	4.834	/	/

Tableau III.5 : sollicitations dans tous les types de poutrelles (2 , 3 et 5) à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

Combinaison	type	Méthode de calculs	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
						M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	4	forfaitaire	A-B	3.9	13.46	0	-8.498	9.889	13.81	16.289
			B-C	4	14.16	/	0	10.623	/	-14.164
	6	forfaitaire	A-B	3.9	13.46	0	-7.082	10.597	13.81	15.58
			B-C	4	14.16	/	-7.082	7.79		-15.58
			C-D	3.4	10.23	/	0	7.204		-12.039
	7	isostatique	A-B	3.9	13.46	0	0	13.46	13.81	13.81
ELS	4	forfaitaire	A-B	3.9	9.83	0	-6.209	7.224	/	/
			B-C	4	10.34	/	0	7.761	/	/
	6	forfaitaire	A-B	3.9	9.83	0	-5.174	7.742	/	/
			B-C	4	10.34	/	-5.174	5.691	/	/
			C-D	3.4	7.476	/	0	5.263	/	/
	7	isostatique	A-B	3.9	9.83	0	0	9.83	/	/

Tableau III.6 : Sollicitations dans tous les types de poutrelles (4 , 6 et 7) à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis inter (KN.m)	Mmt en appuis de rives (KN.m)	V _{MAX} (KN)	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis inter(KN.m)	Mmt en appuis de rives (KN.m)
Rez-de-chaussée	24.1	-13.48	-3.47	24.28	16.95	-9.37	-2.41
Étages courants	9.186	-7.178	-1.79	13.76	6.638	-5.188	-1.29
Terrasse accessible	10.877	-8.632	-2.15	16.54	7.894	-6.264	-1.56
Terrasse inaccessible	13.46	-8.49	-2.12	16.29	9.83	-6.21	-1.51

Tableau III.7 : Les sollicitations maximales des poutrelles dans tous les types de plancher à l'ELU et l'ELS.

III.1.1.3. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple de ferrailage, la poutrelle du plancher étage courant qui est sollicitée par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 9.186 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.79 \text{ KN.m (rive)} \\ -7.178 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 13.76 \text{ KN}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 6.638 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.29 \text{ KN.m (Rive)} \\ -5.188 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

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

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

$$H = 16 \text{ cm}$$

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

$$d = 18 \text{ cm}$$

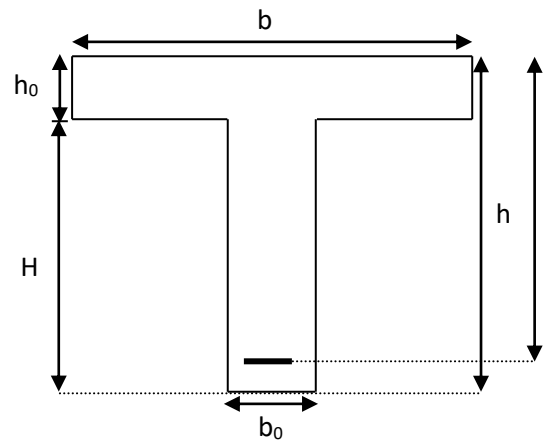


Figure III.4 : Schéma d'une poutrelle

❖ Vérification à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
 - ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.
- M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

a. Armatures longitudinales

• Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 9.186 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.186 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0307$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1-0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0307$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.039$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177 \text{ m} \quad A^{\text{travée}} = \frac{M_{\text{max}}^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

• Ferrailage en appuis

Appuis intermédiaire

$$M_{Int}^a = -7.178 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.156$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\Rightarrow (A'=0)$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.213$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.164m$$

$$A_a^{Int} = \frac{M_{int}^a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Int} = 1.25cm^2$$

$$\text{On prend } A_s = 2\phi 10 = 1.57cm^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$A_s = 1.25cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis de rive

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{Rive}^a = -1.79KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.038$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\Rightarrow (A'=0)$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0496$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.29cm^2$$

$$\text{On prend } A_s = 1\phi 8 = 0.5cm^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times At \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \infty \end{cases}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm.}$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.76 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :****Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = A_{navée} + A_{rive} = 0.5 + 1.57 = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.07 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 13.76 \times 10^{-3}}{400} = 0.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [13.76 - \frac{7.178}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -0.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.87 \text{ cm}^2$$

Donc : aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.76 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

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

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

En travée

$$M_{ser} = 6.638 \text{ KN.m ; } A = 1.57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 1.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 3.32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 5862.19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.638 \times 3.32 \times 10^3}{5862.19} = 3.759 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

En appuis**Appuis intermédiaires**

$$M_{ser}=5.188 \text{ KN.m} ; A=1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.149 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2796.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.188 \times 7.149 \times 10^3}{2796.7} = 13.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_{ser}=1.29 \text{ KN.m}; A=0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.29 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 3.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

➤ **Vérification de la flèche**

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

On illustre comme exemple la travée "AB" de la poutrelle de type (5) du plancher étage courant :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.042$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.32 \text{ cm}; I = 5862.19 \text{ cm}^4; A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = 0.08 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) \left(\frac{(y_G - h_0)^3}{3} \right) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 \left(\frac{(h - y_G)^3}{3} \right)]$$

$$I_0 = 16979 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0087 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 4.9$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.96$$

- **Evaluation des moments en travée**

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

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.75 = 2.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.15 = 3.34 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.15 + 1.5) = 4.32 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.34 \times 4^2}{8} = 5.021 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.43 \times 4^2}{8} = 3.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.32 \times 4^2}{8} = 6.483 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.65 \times (0.18 - 0.0332) \times 10^5}{5862.19} \Rightarrow \sigma_{js} = 137.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{5.021 \times (0.18 - 0.0332) \times 10^5}{5862.19} \Rightarrow \sigma_{gs} = 189.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.483 \times (0.18 - 0.0332) \times 10^5}{5862.19} \Rightarrow \sigma_{ps} = 244.20 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 189.12 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 137.71 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 244.2 + 2.1} = 0.65$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 16979}{1 + 4.9 \times 0.46} = 5681 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 16979}{1 + 4.9 \times 0.577} = 4883.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 16979}{1 + 4.9 \times 0.653} = 4448 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 16979}{1 + 1.96 \times 0.577} = 8769.5 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.65 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 5681} \times 10^7 = 0.317 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{5.021 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 4883.6} \times 10^7 = 0.506 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{5.021 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 8769.5} \times 10^7 = 0.846 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{6.48 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 4448} \times 10^7 = 0.718 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.741 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

❖ **Ferraillage des poutrelles des différents planchers**

Les résultats de ferraillage obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

niveaux	localisation	M ^{mt} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
RDC	travée	24.1	0.0805	0.105	0.172	4.016	1.41	3T14=4.62
	App int	-13.48	0.292	0.445	0.147	2.61	0.22	2T14=3.08
	App rive	-3.47	0.075	0.098	0.172	0.58	0.22	1T14=1.54
Etage courant	travée	9.186	0.037	0.039	0.177	1.49	1.41	3T10=2.36
	App int	-7.178	0.156	0.213	0.164	1.25	0.22	2T10=1.57
	App rive	-1.79	0.038	0.049	0.176	0.29	0.22	1T10=0.79
Terrasse accessible	travée	10.877	0.0364	0.046	0.176	1.77	1.41	3T10=2.36
	App int	-8.632	0.187	0.261	0.161	1.54	0.22	2T10=1.57
	App rive	-2.15	0.0467	0.059	0.175	0.35	0.22	1T10=0.79
Terrasse inaccessible	travée	13.46	0.045	0.057	0.175	2.2	1.41	3T10=2.36
	App int	-8.49	0.184	0.257	0.161	1.51	0.22	2T10=1.57
	App rive	-2.12	0.046	0.056	0.175	0.34	0.22	1T10=0.79

Tableau III.8 : Calcul du ferraillage longitudinal a l'ELU des différents planchers

Le ferraillage transversal adopté pour les poutrelles de tous les niveaux est :

$$\text{Un étrier} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des poutrelles de tous les planchers aux états limites ELU et ELS**

Les tableaux ci-dessous résument les résultats des vérifications à l'ELU et l'ELS obtenus pour les différents planchers :

niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau} (MPa)$	Armatures longitudinales $A_l (cm^2) >$		Jonction table-nervure $\tau_u < \bar{\tau} (MPa)$	Obs
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$		
RDC	1.34 < 3.25	0.69 < 5.41	-1.69 < 5.41	1.58 < 3.25	vérifiée
Etage courant	0.76 < 3.25	0.39 < 2.07	-0.87 < 2.07	0.89 < 3.25	vérifiée
Terrasse accessible	0.92 < 3.25	0.47 < 3.15	-1.05 < 3.15	1.07 < 3.25	vérifiée
Terrasse inaccessible	0.9 < 3.25	0.46 < 3.15	-1.03 < 3.15	1.06 < 3.25	vérifiée

Tableau III.9 : Vérifications nécessaires à l'ELU

niveaux	localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$ (MPa)	Observation
RDC	travée	16.95	4.62	4.01	14901.78	4.56<15	vérifiée
	appui	-9.37	3.08	2.066	11644.97	1.66<15	vérifiée
Etagé courant	travée	6.638	2.36	3.91	5867.31	3.69<15	vérifiée
	appui	-5.188	1.57	3.32	5197.06	3.31<15	vérifiée
Terrasse accessible	travée	7.894	2.36	3.91	8323.05	3.7<15	vérifiée
	appui	-6.264	1.57	3.32	5261.54	9.32<15	vérifiée
Terrasse inaccessible	travée	9.83	2.36	3.91	8323.05	4.62<15	vérifiée
	appui	-6.21	1.57	3.32	5197.06	3.97<15	vérifiée

Tableau III.10 : Vérifications nécessaires à l'ELS

plancher	RDC	Etagé courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
Type de poutrelle	TYPE 1	TYPE5	TYPE5	TYPE4
L (m)	[FJ]=4.85m	[AB]=4m	[AB]=4m	[BC]=4m
f_{ji} (mm)	3.171	3.17	3.348	3.422
f_{gi} (mm)	4.669	5.06	4.812	5.222
f_{pi} (mm)	10.154	7.18	6.25	6.182
f_{gv} (mm)	9.494	8.46	8.548	9.222
Δf_{tot} (mm)	11.8	7.41	6.63	6.761
f_{adm} (mm)	9.7	8	8	8
observation	non vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des vérifications de la flèche des différents niveaux

D'après les résultats obtenus on remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour le plancher du RDC malgré le ferrailage important ($3T14=4.62\text{cm}^2$) donc on opte pour un redimensionnement de plancher le tableau ci-dessous résume les résultats de la vérification de la flèche après le redimensionnement du plancher RDC et la nouvelle section d'armatures :

Niveau	h(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	I(cm ⁴)	Y(cm)	$\Delta f_{tot} \leq f_{adm}$		Observation
					Δf_{tot} (mm)	f_{adm} (mm)	
RDC	24	3.8	19119	5.39	9.01	9.7	Vérifiée

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche après redimensionnement du plancher

III.1.1.4. Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher RDC			
Plancher étage courant			
Plancher terrasse accessible			
Plancher terrasse inaccessible			

Tableau III.13 : Schémas de ferrailage des poutrelles des différents planchers

III.1.1.5. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

5TS6/ml = 1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20cm ≤ 20cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85cm² parallèles aux poutrelles → St = 30cm < 30cm.....condition vérifiée

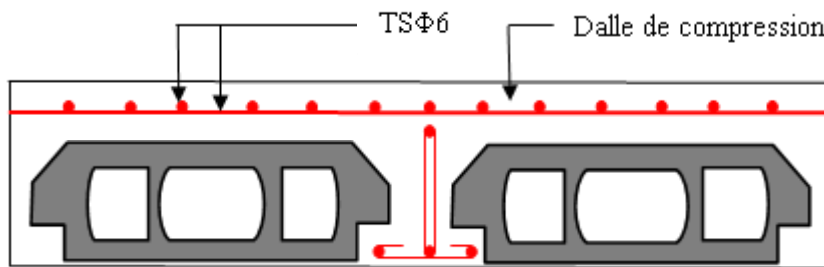


Figure III.5 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.1.2. Etude des dalles pleines

Dans notre projet nous avons quatre types de dalles pleines à savoir :

Type1 : passage sous bâtiment sur quatre appuis

Type2 : cage d'ascenseur sur quatre appuis

Type3 : balcons sur deux appuis

Type4 : balcon sur trois appuis

II.1.2.1. Etude de la dalle sur 04 appuis passage sous bâtiment (D3)

$$l_x = 4.55 \text{ m ;}$$

$$l_y = 6,40 \text{ m ;}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 ;$$

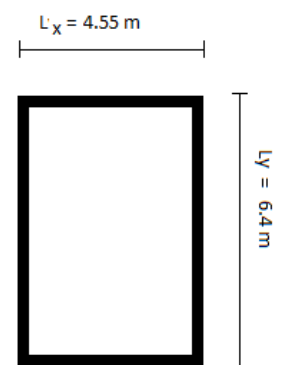


Figure III.6 : Schéma de la dalle (D3)

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

a. Calcul des sollicitations

$$G = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 12.56 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.75 \text{ KN/m}^2;$$

Calcul des moments

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \quad (\text{Annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0671 \times 12.56 \times (4.55)^2 = 17.45 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,4471 \times 18,176 = 7.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 17.45 = 13.08 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 8.85 = 7.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 17.45 = -8.725 \text{ KN.m}$$

b. Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $e = 15 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$

▪ Selon L_x

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{13.08 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0.0639 \\ \mu_{bu} = 0,0361 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0361}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.0827 \\ Z = 0.116 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = \frac{13,08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.116} = 3.24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 5HA10 = 3,95\text{cm}^2$$

En appui

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{8.725 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,0426 \\ \alpha = 0,0545 \\ A_s = 2,13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$$

➤ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,71) \times 1 \times 0,15}{2} = 1,374 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

▪ **Selon L_y** **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,038 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,0489 \\ \Rightarrow A_y^t \geq 1,92\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

En appuis

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,0426 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,0545 \\ \Rightarrow A_y^a = 2,13\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$$

➤ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01\text{cm}^2 > 1,2\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2,51\text{cm}^2 > 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

$$\text{Sens x-x: } St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } St_y = 20\text{cm} .$$

$$\text{Sens y-y : } St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ on adopte } St_x = 25\text{cm} .$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,56 * 6,4}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,71}{2}} = 29,66\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,247\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,247\text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10,725	3,24	5HA10=3,95 cm ²
	En appuis	-7,15	2,14	4HA10=3,14 cm ²
Sens y-y	En travée	6,773	1,92	4HA8=2,01 cm ²
	En appuis	-7,15	2,13	4HA10=3,14 cm ²

Tableau III.14 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

➤ **Vérification à l'ELS** $\nu = 0,2$ $\rho = 0,71$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

(Annexe)

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0731 \times 8,75 \times 4,55^2 = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,5940 \times 13,24 = 7,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_{x_{ser}}^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 13,24 = 9,93 \text{ KN.m} \\ M_{y_{ser}}^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 7,86 = 5,895 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{a_{ser}}^x = M_{a_{ser}}^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 13,24 = -6,62 \text{ KN.m}$$

1. **Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art B-6-3) [1]**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

2. **Etat limite de compression du béton**

➤ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	9.93	3,95	3.22	5680.4	5.63	15	Vérifiée
En appui	x-x	6.62	3,14	2.92	3980.55	4.85	15	Vérifiée

Tableau III.15: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

3. **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

▪ **Sens xx**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{455} = 0,032 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{455} = 0,032 \leq \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} = \frac{9.93}{10 \times 13.24} = 0,075 \dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d_x} = \frac{3,95}{100 \times 12} = 0.00329 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	(x-x)	(y-y)
I_0 (Cm ⁴)	29324.8	28735.5
σ_{sj} (MPa)	98.63	112.32
σ_{sg} (MPa)	98.63	112.32
σ_{sp} (MPa)	230.13	262.09
Δf (cm)	6.35	4.75
f_{adm} (cm)	9.1	11.4
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Le schéma de ferrailage :

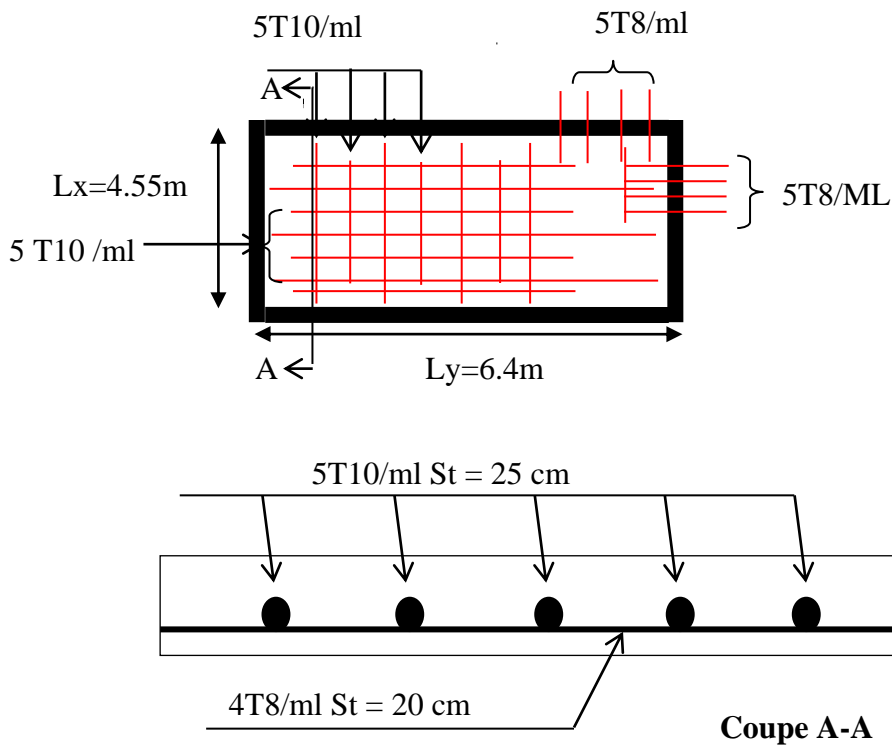


Figure III.7 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (D3).

III.1.2.2. Dalle sur 04 appuis (cage d'ascenseur) (D4)

$l_x = 3.6 m ;$

$l_y = 5.3 m ;$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 ;$

⇒La dalle travaille dans les deux sens.

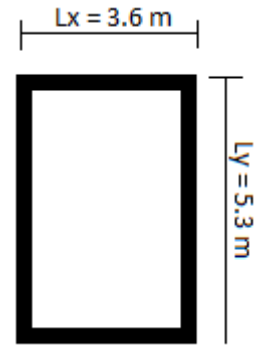


Figure III.8 : Dalle sur 4 appuis (D4).

a. Calcul des sollicitations

$G = 4.9KN / m^2$

$Q = 2.5KN / m^2$

Toutes les sollicitations de la dalle sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Combinaison	Sens	ρ	μ	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M ^t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)	$\mu_u \leq \mu_{adm}$ (MPa)	
									μ_u	μ_{adm}
ELU	X-X	0.68	0.071	10.365	9.53	7.14	-4.765	20.49	0.17	1.17
	Y-Y		0.4034		3.84	2.88		13.92	0.11	1.17
ELS	X-X	0.68	0.0767	7.4	7.35	5.51	-3.675	/	/	/
	Y-Y		0.5584		4.1	3.075		/	/	/

Tableau III.17: les sollicitations de la dalle sur quatre appuis (D4).

b. Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $h = 14\text{cm}$, $d=12\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et $f_e=400\text{Mpa}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ ml)	St (cm)
X	7.14	0.035	0.044	0.117	1.75	1.29	5T8=2.51	20
Y	2.88	0.0141	0.0178	0.119	0.696	1.12	4T8=2.01	25
En appui								
X et Y	-4.76	0.0233	0.0295	0.118	1.15	1.29	4T8=2.01	25

Tableau III.18: ferrailage de la dalle sur quatre appuis (D4).

c. Vérification à l'ELS➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton**➤ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sen s	M (KN.m)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	7.14	2.51	2.655	3911	3.741	15	Vérifiée
	y-y	2.88	2.01	2.405	3239	2.287	15	Vérifiée
En appui	x-x	4.76	2.01	2.405	3239	2.731	15	Vérifiée
	y-y	4.76	2.01	2.405	3239	1.525	15	Vérifiée

Tableau III.19: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

➤ **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{14}{360} = 0,038 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{L_y} = \frac{14}{530} = 0,026 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

La 1 première condition n'est pas vérifiée les deux sens, alors il faut vérifier la flèche.

Les résultats de la flèche selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	(x-x)	(y-y)
I_0 (cm ⁴)	23807.9	23620.4
Δf (mm)	1.735	1.899
f_{adm} (mm)	7.2	10.3
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	vérifiée

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Le schéma de ferrailage :

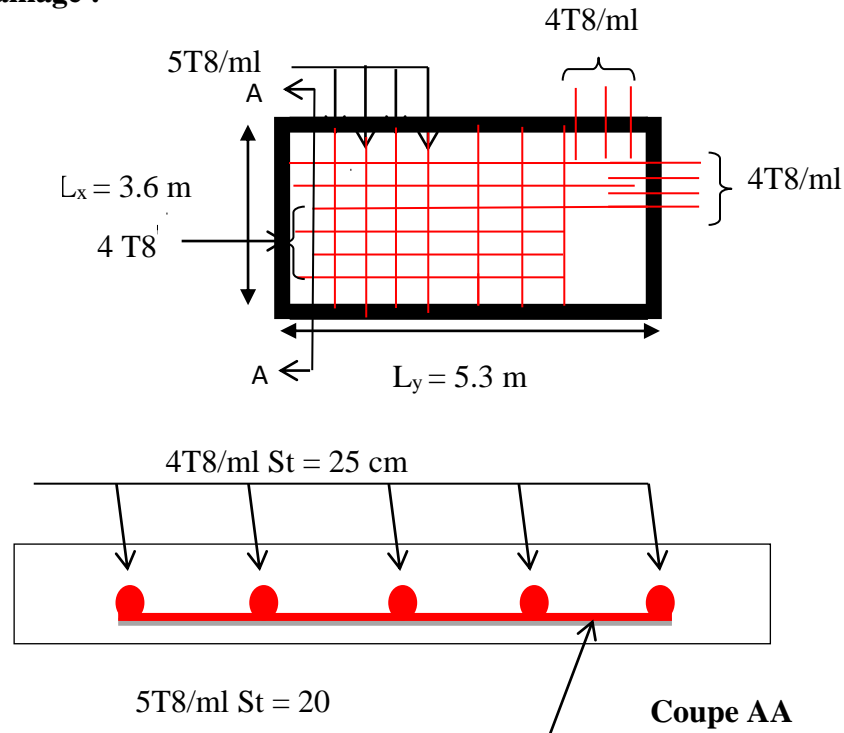


Figure III.9 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (D2).

II.1.2.3. Dalle sur deux appuis (balcon) (D1)

$$\rho = \frac{1.5}{3.4} = 0.44 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

$$G = 4.9 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

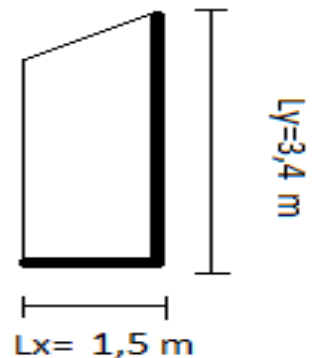


Figure III.10. dalle pleine D1

a. Calcul des sollicitations à l'ELU et a L'ELS :

Les résultats des sollicitations sur la dalle sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Combinaison	Sens	ρ	μ	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)	$\mu_u \leq \mu_{adm}$ (MPa)	
									μ_u	μ_{adm}
ELU	X-X	0.44	0.1049	11.865	2.8	2.1	-1.4	8.57	0.078	1.17
	Y-Y		0.2500		0.7	0.525		5.68	0.052	1.17
ELS	X-X	0.44	0.1075	8.4	2.03	1.52	-1.015	/	/	/
	Y-Y		0.3155		0.64	0.48		/	/	/

Tableau III.21: les sollicitations de la dalle sur deux appuis (D1).

b. Ferrailages :

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X-X	2.10	0.012	0.015	0.109	0.55	1.43	4T8=2.01	25
Y-Y	0.525	0.003	0.0038	0.109	0.14	1.12	4T8=2.01	25
En appui								
X et Y	-1.4	0.0081	0.01	0.109	0.37	1.43	4T8=2.01	25

Tableau III.22: Ferrailage de dalle sur 2 appuis

c. Vérifications à l'E.L.S

La dalle se trouve à l'extérieur (FN) donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ainsi que la contrainte de traction dans l'acier

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\sigma_{st} = 15M_{ser} \times \frac{(d-y)}{I} < \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Loc	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st}	σ_{adm}	Obs
travée	x-x	2.1	2.01	2.29	2687.6	1.3	15	74.06	201.63	Vérifiée
	y-y	0.525	2.01	2.29	2687.6	0.41	15	23.36	201.63	Vérifiée
appui	x-x	1.4	2.01	2.29	2687.6	0.86	15	49.37	201.63	Vérifiée
	y-y	0.35	2.01	2.29	2687.6	0.47	15	27.21	201.63	Vérifiée

Tableau III.23 : vérifications à L'ELS

➤ **Etat limite de déformation**

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.5} \geq \frac{0.75 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.0425 \\ 1.82 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

Schéma de ferrailages de la dalle sur 2appuis(D1)

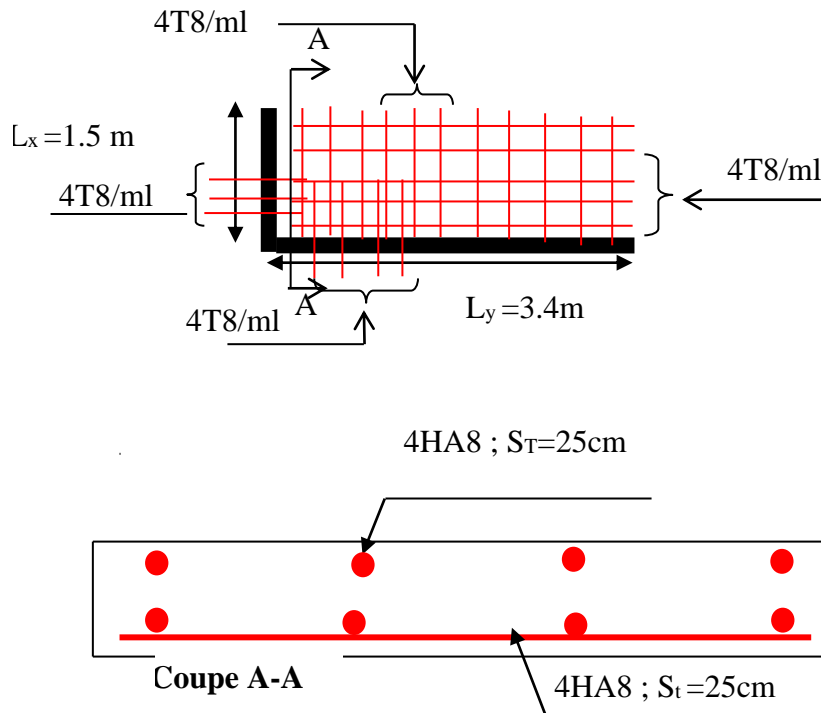


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.1.2.4.la Dalle sur trois appuis (balcon) (D2)

$$\rho = \frac{1.5}{6.4} = 0.44 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul Sens.}$$

$$G = 4.9 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

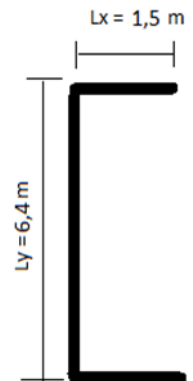


Figure III.12 :dalle pleine (D2)

a. Calcul des sollicitations à l'ELU et a L'ELS :

Les résultats des sollicitations sur la dalle sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Combinaison	G	Q	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M ^t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)	$\mu_u \leq \mu_{adm}$ (MPa)	
								μ_u	μ_{adm}
ELU	4.9	3.5	11.86	Sens x 58.70	49.90	24.95	8.86	0.081	1.25
				Sens y 6.67	5.66				
ELS			8.4	Sens x 41.58	35.34	15.59	/	/	/
				Sens y 4.725	4.01				

Tableau III.24 : les sollicitations de la dalle sur trois appuis (D2).

b. Ferrailages :

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Loc	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
Travée	//x 49.90	0.290	0.440	0.090	15.82	1.12	8T16=16.08	14
	//y 5.66	0.032	0.041	0.108	1.5	1.12	4T8=2.01	30
Appui	24.95	0.145	0.197	0.101	7.09	1.12	7T12=7.92	15

Tableau III.25 : Ferrailage de dalle sur 3 appuis

c. Vérifications à l'ELS

La dalle se trouve à l'extérieur (FN) donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ainsi que la contrainte de traction dans l'acier

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} = 15M_{ser} \times \frac{(d-y)}{I} < \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Loc	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st}	σ_{adm}	Obs
travée	35.34	5.06	12828.08	12.30	15	238.2	201.63	Non Vér
appui	15.59	4.06	7952.6	7.95	15	204.9	201.63	Non Vér

Tableau III.26 : vérifications à l'ELS

D'après les résultats obtenus dans le tableau précédent on remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée donc on doit ferrailer à l'ELS

Les nouvelles sections d'armatures obtenues à l'ELS sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Loc	Ms (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
travée	35.34	19.56	10T16=21.11	12
appui	15.59	8.12	6T14=9.24	20

Tableau III.27: Ferrailage de dalle sur 3 appuis à l'ELS

Les armatures secondaires

$$\frac{At}{4} = \frac{21.11}{4} = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$At = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'E.L.S :

Loc	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st}	σ_{adm}	Obs
travée	35.34	5.35	13211	12.63	15	199.88	201.63	Vérifiée
appui	15.59	4.64	10192	9.472	15	194.47	201.63	Vérifiée

Tableau III.28 : vérifications à L'ELS

➤ Etat limite de déformation

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.5} \geq \frac{0.75 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{16.93}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.093 \geq 0.0375 \\ 15.3 \times 10^{-3} \geq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire
Les résultats de la vérification de la flèche sont résumés dans le tableau ci-dessous :

sens	(x-x)
I_0 (cm ⁴)	26929.9
Δf (mm)	1.88
f_{adm} (mm)	3
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée

Tableau III.29 : Tableau récapitulatif de la vérification à l'état limite de déformation.

Schéma de ferrailages de la dalle sur trois appuis(D2)

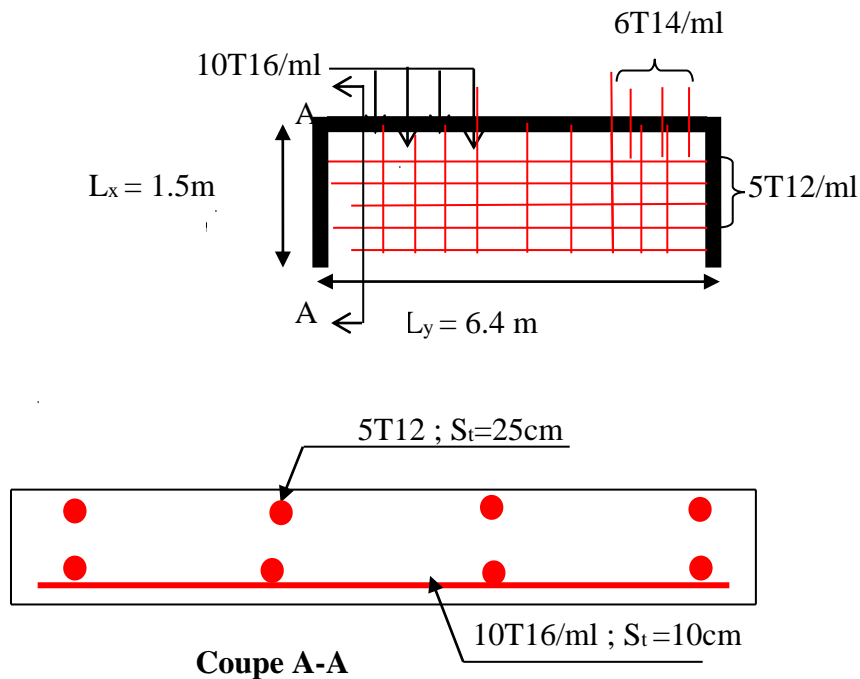


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D2)

III.3.Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailé comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 18cm.

III.3.1:Calcul d'escalier type I:

III.3.1.1.Evaluation des charges:

Sur la volée :	Sur le palier :	Pour le mur :
$G = 7.30KN/m^2$	$G=2.6KN/m^2$	
$G = 5.85KN/m^2$		
$Q = 2.5KN/m^2$		
$Q = 2.5KN/m^2$		

b.Combinaison de charges :

Pour la volée :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.60KN/m$

ELS : $q_s = G + Q = 9.8KN/m$

Pour le palier :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.64KN/m$

ELS : $q_s = G + Q = 8.35KN/m$

Pour le mur :

$G_{mur} = G \times H \times l$

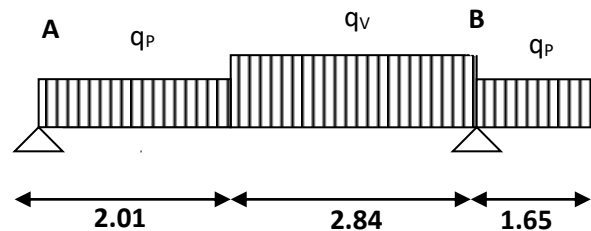


Figure III.14 : Schémastatique du type I

$$G_{mur} = 2.6 \times (3.06 - 0.18) \times 1 = 7.48 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} : P_u = 1.35 \times G = 10.10 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : P_{ser} = G = 7.48 \text{ KN}$$

III.3.1.2. Les sollicitations :

$$M_t^{\max} = 14.21 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -38.19 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 32.75.1 \text{ Kn.}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_B = 18.29 \text{ KN}$$

$$R_A = 70.52 \text{ KN}$$

III.3.1.3. Ferrailage : Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m
Les résultats sont groupés dans le tableau ci-dessous :

Désignation	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$
En travée	14.21	0.039	0.049	0.15	2.60	4HA10 = 3.14
En appuis	38.19	0.10	0.13	0.15	7.26	5HA14 = 7.70

Tableau III.30 : Ferrailage d'escalier type I

b. Les vérifications :

• Vérifications à l'ELU:

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On a : } A > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(32,75 \times 10^{-3} - \frac{38,19 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,16}\right) \times \frac{1,15}{400} = 6,68 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisit : 4T8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisit : 4T8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33)\text{cm}$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

III.3.1.4.Vérification à l'ELS :

$$M_t^{\max} = 10.03 \text{Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -29.91 \text{Kn.m}$$

$$V^{\max} = 23.80 \text{Kn.}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Vérification de l'état limite de compression du béton :**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 14.40 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 4.48 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 16.92 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.26 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

$$(1) : 0.00196 < 0.015 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.
Les résultats de la flèche sont résumés dans le tableau ci-dessous :

III.3.1.5.Schéma de ferrailage :

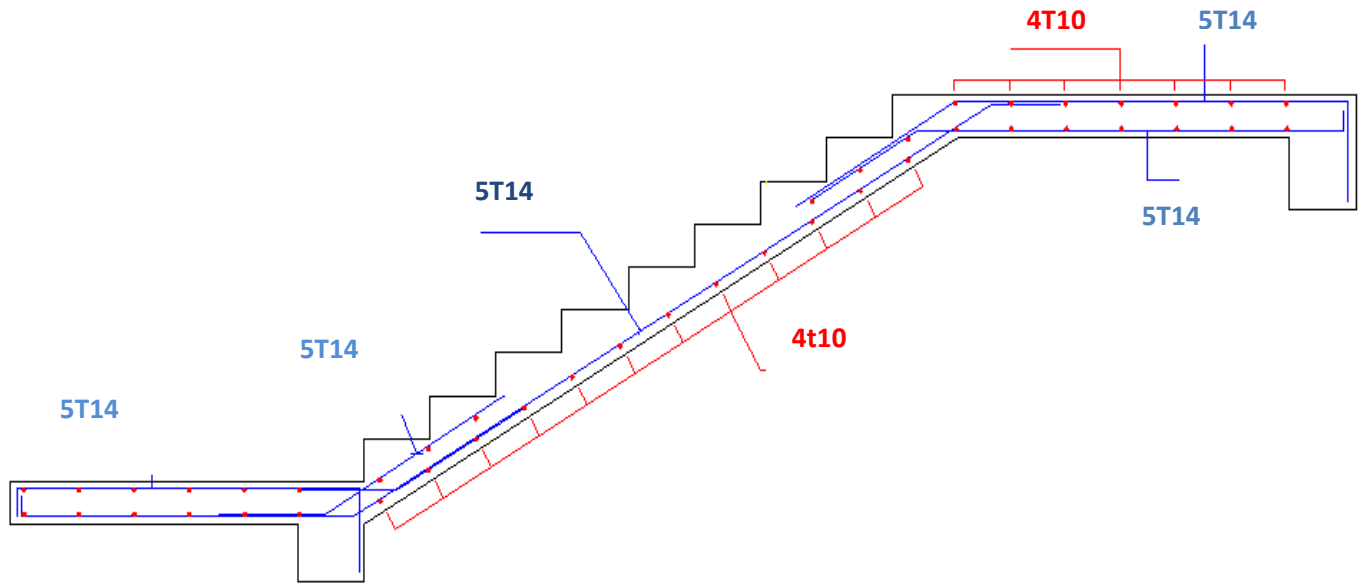


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier type I

III.3.2.Calcul d'escalier type II :

III.3.2.1.Evaluation des charges :

La volée

$G = 7.23 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Le palier

$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

a. Combinaison des charges :

Volée

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.51 \text{ Kn/m}$

$P_s = G + Q = 9.73 \text{ Kn/m}$

Palier :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.64 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.35 \text{ KN/m}$

III.3.2.3.Ferrailage :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

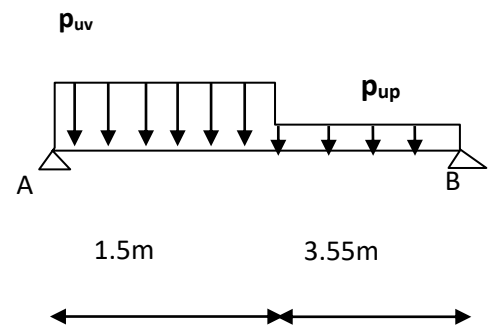


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type 2

Désignations	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$
En travée	28.63	0.078	0.102	0.153	5.36	5 HA12 = 5.65
En appuis	19.09	0.052	0.067	0.155	3.52	5HA10=3.93

Tableau III.31: Ferrailage d'escalier type II

Calcul des armatures de répartition :

En travées : $A = 0.785$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

En appuis : $A = 0.502$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

d. Les vérifications :

- **Vérifications à l'ELU :**

Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{31.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2 < A = 3.93 \text{ cm}^2.$$

Calcul des espacements :

$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 16\text{cm}$

III.3.2.4. Calcul à l'ELS :**La contrainte dans le béton :**

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	23.29	4.4	1424.3	7.24	15	
Appui	10.96	3.79	1060.3	3.92	15	

Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS

La flèche :**Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.35 > 0.315 \quad (1) \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.35 > 0.085 \quad (2) \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \quad \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

III.3.2.5. Schéma de ferrailage :

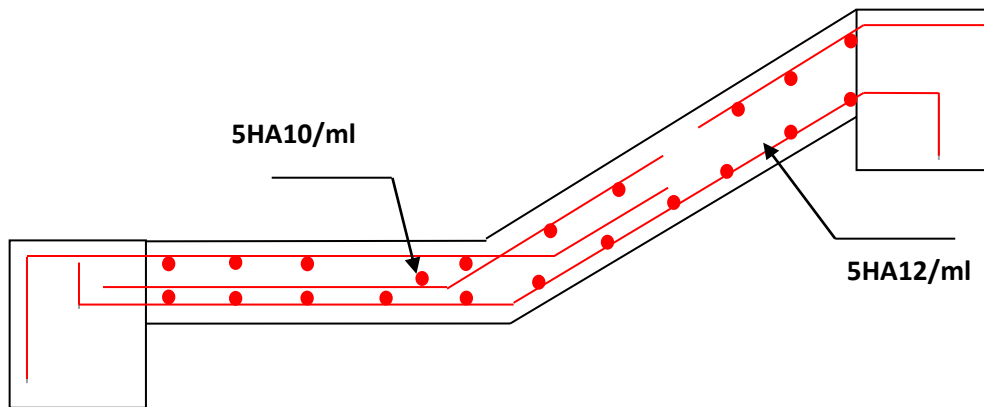


Fig. III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II

III.4. Etude de la poutre palière

III.4.1. Dimensionnement:

Condition de la flèche : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24\text{cm} < h < 36\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA99/2003.VII.7.5})$$

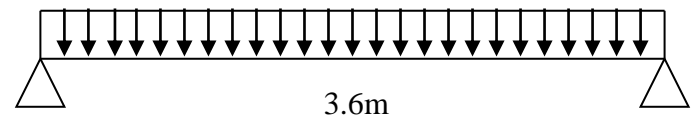


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière

On prend : $h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$.

a. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre $g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$

b. Les sollicitations de la poutre palière :

ELU	ELS
$R_B = 70.52 \text{KN}$	$R_B = 51.082 \text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = (g_0) + R_B$
$P_u = 74.06 \text{KN/m}$	$P_s = 53.62 \text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 39.99 \text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 28.95 \text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -79.98 \text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -57.9 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 133.31 \text{KN}$	

Tableau III.33 : Les sollicitations de la poutre palière.**III.4.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

Les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Désignation	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	Section d'armatures (cm^2)
En travée	39.99	0.086	0.113	0.315	3.64	1.19	4T12=4.52
En appuis	79.98	0.172	0.238	0.298	7.7	1.19	2T10+4T14=7.73

Tableau III.34 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple**c. Vérification :**

L'ELU

L'effort tranchant

$$V_u = 133.31 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.34 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(133.31 \times 10^{-3} - \frac{79.98 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -3.9 \text{cm}^2 \dots \text{Verifiée.}$$

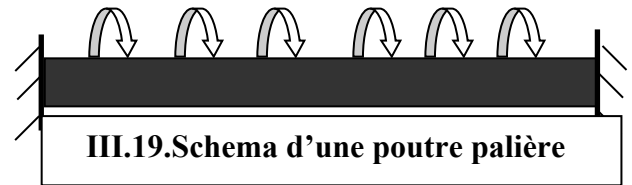
Calcul de l'espacement St

$St \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 0.29$. On opte: $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui.

III.4.3. calcul de la poutre palière a la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier est la volée

$$M_t = 0.5 * 38.19 \Rightarrow M_t = 19.095 \text{ KN.m,}$$



Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section. Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = D/6 = 5 \text{ cm}$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.22 \text{ m} \quad \Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.092 \text{ m}^2$$

$$A_{tor} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{19.095 \times 10^{-3} \times 1.22 \times 1,15}{2 \times 0.092 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 4.18 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Sections des armatures finales

$$\text{En travée : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 2.09 + 3.64 \Rightarrow (A_{Totale} = 5.73 \text{ cm}^2) < A_{min}$$

On choisit 4HA14=6.16 cm²

$$\text{En appuis : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 2.09 + 7.7 \Rightarrow (A_{Totale} = 9.79 \text{ cm}^2) > A_{min}$$

On choisit 4HA12+4HA14 = 10.68 cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U < \tau_{adm}$ (BAEL91.Art A.5.421)

$$\tau_u : \text{Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant : } \tau_U = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} ; \text{ avec } \tau_T = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e}.$$

$$\tau_T = \frac{19.095 \times 10^{-3}}{2 \times 0.092 \times 5 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_T = 2.075 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = \sqrt{\left(\frac{133.31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33}\right)^2 + 2.075^2} \Rightarrow (\tau_U = 1.97 \text{ Mpa}) < (\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Armature de transversale

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm Sur appuis.

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0,003 \times b \text{ . soit } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.80 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de 4HA8 = 2.01cm².

A l'ELS

Etat limite de compression de béton

On vérifie :
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

En appuis : ($M_a = 57.9 \text{ KN.m}$) ; $y = 14.17 \text{ cm}$; $I = 85254 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{57.9 \times 10^{-3}}{85254 \times 10^{-8}} \times 14.17 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $M_t = 28.95 \text{ KN.m}$; $y = 11.5 \text{ cm}$; $I = 57921 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.097 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.097 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0062 < 0.01 \text{ La}$$

vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière

Travée Appuis

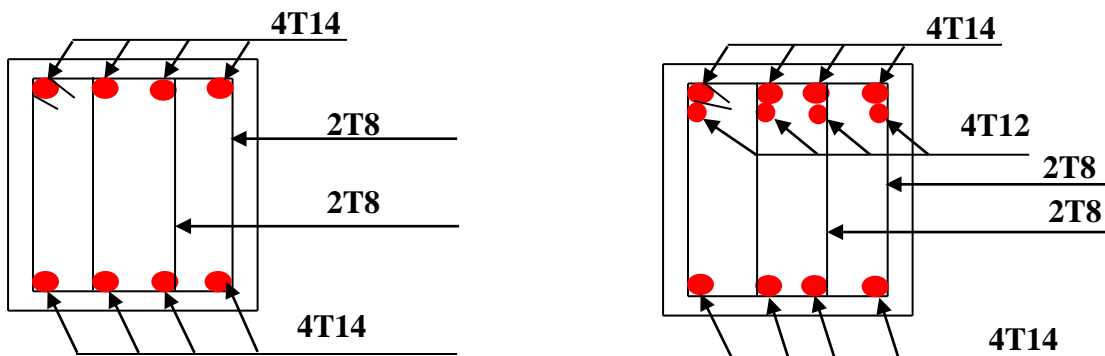


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de l'ascenseur

Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

III.5.1. Les caractéristiques

$V=1\text{m/s}$ → Vitesse de levage.

$P_m=15\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.

$D_m=82\text{KN}$: Charge due au poids propre de la l'ascenseur.

$F_c=102\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 33,86 m.

$B_s \times T_s = 175 \times 170$ dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P=1500+8200+630 \Rightarrow P=103,3\text{KN}$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert comme appui à l'ascenseur.

III.5.2. Calcul de premier type de dalle (local machine) :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0=20\text{cm}$.

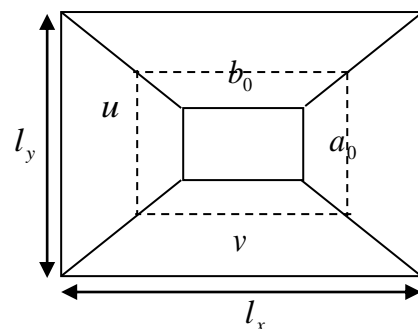
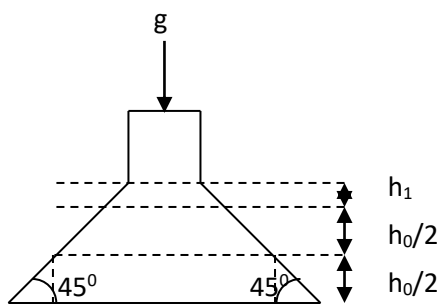


Figure III.23 : Schéma représentant la surface d'impact.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

$h_0=20\text{cm}$: épaisseur de la dalle. $h_1=5\text{cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x=1.75\text{m}$ b_0 et V dimensions // $l_y=1.7\text{m}$

U et V les côtés de rectangle d'impact. a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Et $\xi = 1$ (revêtement en béton) $v = 1 \text{ m/s}$ ($a_0 = 110 \text{ cm}$; $b_0 = 110 \text{ cm}$)

$$U = 110 + 20 + 2 \times 5 \Rightarrow U = 140 \text{ cm.} \quad V = 110 + 20 + 2 \times 5 \Rightarrow V = 140 \text{ cm.}$$

a. Calcul à l'ELU

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \quad M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{170}{175} = 0,97 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{140}{170} = 0,82 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{140}{175} = 0,8$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud [3] on obtient :

$$M_1 = 0,064 \text{ KN.m} \quad M_2 = 0,04 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \times 0,064 \Rightarrow M_{x1} = 8,92 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y1} = 139,45 \times 0,04 \Rightarrow M_{y1} = 5,57 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad , \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0392 \quad , \quad \mu_y = 0,9322$$

$$G = 25 (0,20 + 0,05) = 6,25 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 9,93 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0392 \times 9,93 \times (1,7)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,125 \text{ KN.m} \quad M_{y2} = 0,9322 \times 1,125 \Rightarrow M_{y2} = 1,05 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 10,045 \text{ KN.m} \quad , \quad M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 6,62 \text{ KN.m}$$

NB : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y \Rightarrow M_y^t = 0,85 \times 6,62 \Rightarrow M_y^t = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x \Rightarrow M_x^t = 0,85 \times 10,045 \Rightarrow M_x^t = 8,53 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ax} = M_{ay}) = 0,5 \times M_x \Rightarrow (M_{ax} = M_{ay}) = 0,5 \times 10,045 = 5,02 \text{ KN.m}$$

III.5.2.1. Ferrailage à L'ELU

En travée

Sens X-X

$$M_{tx} = 8,53 \text{ KN.m} , d_x = 18 \text{ cm} , \mu_{bu} = 0,0185 \rightarrow A^t = 0 , \alpha = 0,023 , z = 0,178$$

$$A_{tx} = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y

$$M_{ty} = 5,62 \text{ KN.m} , A_{ty}^t = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_a = 5,02 \text{ KN.m} , A_a = 0,8 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

b. Vérification a l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,97 > 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0 \rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \text{HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,97}{2} \right) \times 0,2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,62 \text{ Cm}^2.$$

$$A_{tx} = A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,62$$

Vérification au poinçonnement

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$. U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 (U + V) \Rightarrow U_c = 2 (140 + 140) = 560 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 5,6 \times 0,2 \times 25 \times 1000 / 1,5 = 840 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 840 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Le diamètre des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad . \quad \phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié.}$$

Les espacements

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33cm) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 4cm) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_U}{U_C \times 0,9 * d} \quad , \quad \tau = \frac{139,45 \cdot 10^{-3}}{560 \cdot 10^{-2} \times 0,9 \times 0,20} = 0,138 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

c. Calcul à l'ELS

Evaluation des moments dus au système de levage

$$M_{x1} = 103,3 (0,064 + 0,2 \times 0,04) \Rightarrow M_{x1} = 7,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,04 + 0,2 \times 0,064) \Rightarrow M_{y1} = 5,45 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 6,25 = 7,25 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,97 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0465 \quad , \quad \mu_y = 0,9543. \quad [2]$$

$$M_{x2} = 0,0465 \times 7,25 \times (1,7)^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9543 \times 0,97 \Rightarrow M_{y2} = 0,93 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 (0,97 + 7,43) \Rightarrow M_{tx} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (0,93 + 5,45) \Rightarrow M_{ty} = 5,42 \text{ KN.m} \quad M_a = 0,5 \times M_x \Rightarrow M_a = 3,71 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2. Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa})$$

Sens x-x

En travée

$$M_{tx} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.32 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9333,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.14 \times 10^{-3}}{9333.5 \times 10^{-8}} \times 3,32 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

En travée

$$M_{ty} = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.42 \times 10^{-3}}{7683.7 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui

$$M_a = 3.71 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 3 \text{ KN.m} \quad , \quad I = 7683,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.45 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible (la dalle est à l'abri) donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de déformation

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,117 > 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,117 > 0,0178$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow 0,001 < 0,006$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.2.3. Schéma de ferrailage :

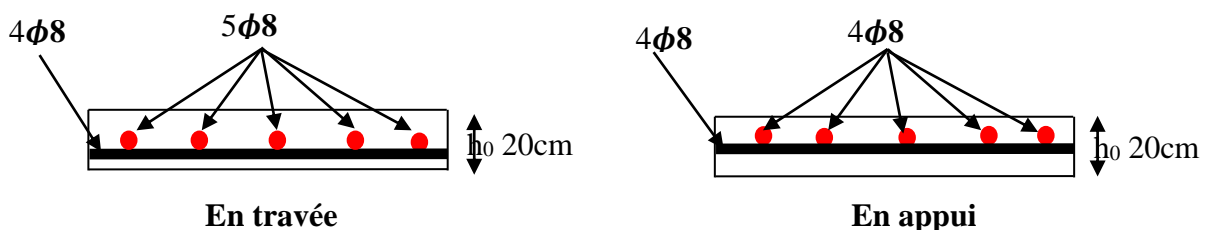


Figure III.24 : Schémas de ferrailage de la dalle du local machine

III.5.3.Calcul du deuxième type de dalle (appui de l'ascenseur)

On a $P = F_c = 102 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a :

$$G = 6.25 + 102 / (1.7 \times 1.75) \Rightarrow G = 36.38 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 50.62 \text{ KN/ml}$$

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0392 \quad , \quad \mu_y = 0.9322 \quad [2]$$

$$M_x = 0.0392 \times 50.62 \times (1.7)^2 \Rightarrow M_x = 5.73 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 0.9322 \times 5.73 \Rightarrow M_y = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_x = 2.86 \text{ KN.m}$$

III.5.3.1.Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple. Avec $d=18\text{cm}$.

Désignation	M^t (KN.m)	$A^{t_{cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A^{t_{adopt}}$ (cm ²)
Travée (X)	5.73	0.92	1.62	5HA8=2.51
Travée (Y)	5.34	0.85	1.62	4HA8=2.01
En appui	2.86	0.45	1.62	4HA8=2.01

Tableau III.35 : Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

b. Vérifications à l'ELU**Le diamètre des barres**

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm} \quad \phi_{max} = 8\text{mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

Les espacements

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_y^t \leq 45 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_x^t \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 20 \text{ cm} \text{ et } S_y^t = 25 \text{ cm}$$

c. Calcul à l'ELS

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 36.38 \Rightarrow q_s = 37.38 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0,0465 \quad , \quad \mu_y = 0,9543$$

$$M_x = 0,0465 \times 37.38 \times (1.7)^2 \Rightarrow M_x = 5.023 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,9543 \times 5.023 \Rightarrow M_y = 4.79 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et en appuis

$$M_x^t = 0,85 (5.023) \Rightarrow M_x^t = 4.27 \text{KN.m} \quad M_y^t = 0,85 (4.79) \Rightarrow M_y^t = 4.074 \text{KN.m}$$

$$M^a = 0.5 \times M_x \Rightarrow M^a = 2.51 \text{KN.m}$$

III.5.3.2.Vérification à L'ELS**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Sens x-x**En travée**

$$M_x^t = 4.27 \text{KN.m} \quad , \quad \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,32 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9333.5 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.27 \times 10^{-3}}{9333.5 \times 10^{-8}} \times 3,32 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y**En travée**

$$M_{ty} = 4.074 \text{KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683,7 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.074 \times 10^{-3}}{7683.7 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.59 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui

$$M_x^a = 2.51 \text{KN.m}, \quad A_x^a = 2.01 \text{cm}^2, \quad y = 3 \text{KN.m}, \quad I = 7683.7 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.982 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible la dalle est à l'abri donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de déformationBAEL91 (Art. B. 7. 5)

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_x} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.} \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.3.3.ferraillage :

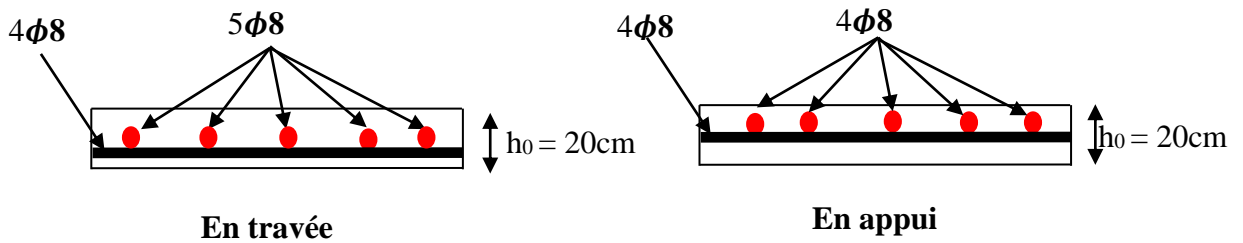


Figure III.25 : Schéma de ferraillage de la deuxième dalle de l'ascenseur

III.6 : Etude de l'acrotère

III.6.1.Evaluation des charges et surcharges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 1285\text{cm}^2 = 0.1285\text{m}^2$

Poids propre : $G_t = 3.48\text{KN/ml}$

La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule **(RPA Article 6.2.3)**

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du **RPA99**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.(6.1) du **RPA99**].

G_t : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2. $A=0.15$

Zone II_a (BEJAIA). $C_p=0.8$ $G_t=3.78\text{KN/ml}$

$F_p=1.67\text{KN}$, $X_g=0.083\text{m}$, $Y_g=0.42\text{m}$, $N_g=3.48\text{KN}$, $M_q=0.80\text{KN.m}$

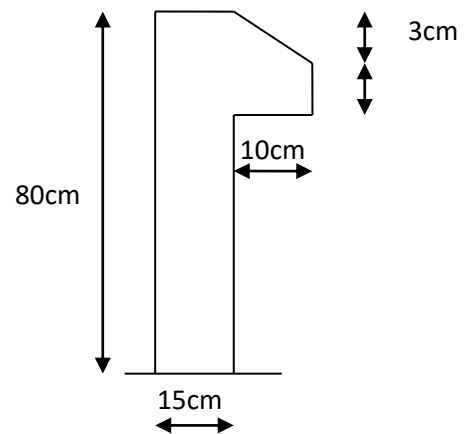


Figure. III.26 : schéma d'acrotère

III.6.2. Calcul des sollicitations :

Les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	3.48	4.7	3.48
M (KN.m)	1.51	1.2	0.8

Tableau III.36 : sollicitation dans l'acrotère

a. Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.2553 \text{ m} > \frac{H}{6} = 0.133 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

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.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3lf^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.60 \text{ m}$$

ho : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.6^3 \cdot 2}{10^4 \cdot 0.15} = 0.01638 \text{ m}$$

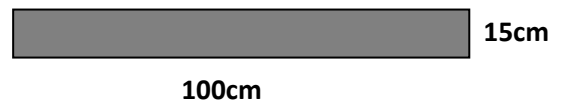


Figure .III.27 : Section à ferrailer

Donc: $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.2855 \text{ m}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont :

$$N_u = 4.7 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 4.7 \times 0.2855 \Rightarrow M_u = 1.34185 \text{ KN.m};$$

III.6.3. Ferrailage

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.51 + 4.7 \times \left(0.125 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.74 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00784) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0098 \quad , \quad Z = 0.124 \quad , \quad A' = 0 \quad , \quad A = 0.268 \quad , \quad A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2 \quad .$$

b. Vérification à l'E.L.U**La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.125 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa} \quad V_u = 2.67 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0213 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\tau_{se} = 0.247 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.6.4. Vérification à l'ELS

$$d = 0.125 \text{ m} ; \quad N_{ser} = 3.48 \text{ KN} ; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.80 \text{ KN.m} ;$$

$\eta = 1.6$ pour les aciers HA

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

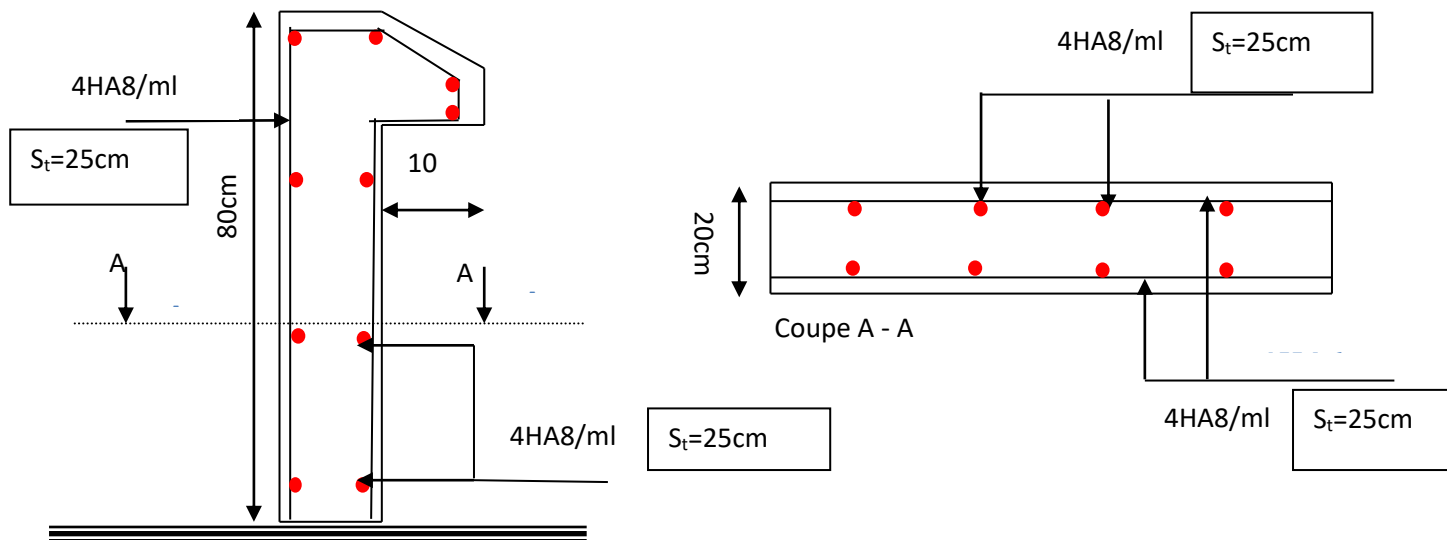
$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = -18.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

III.6.5. Schéma de ferrailage :



III.28. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Après avoir étudié tous les éléments secondaires à savoir les planchers, Les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur on passe au chapitre V qui est l'étude dynamique.



CHAPITRE IV :
Etude dynamique

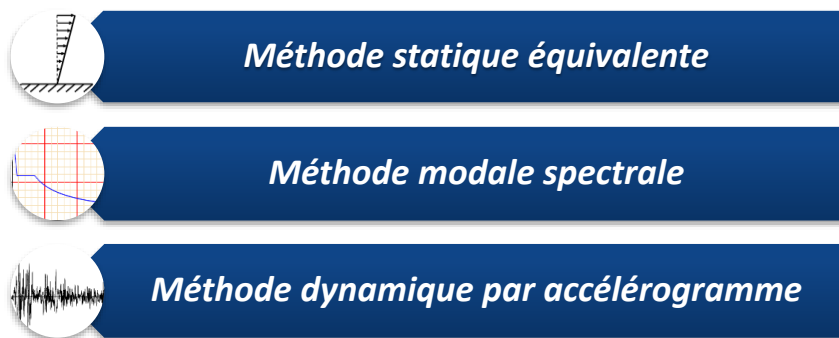
Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.1 Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

**IV.2 Choix de la méthode de calcul**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales 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 (déplacement maximal) 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 :

Cette méthode regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et

des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.2.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A:} \text{ coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ \mathbf{D:} \text{ facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 (4.2))} \\ \mathbf{R:} \text{ coefficient de comportement global de la structur. } \dots \dots \text{(RPA tableau (4.3))} \\ \mathbf{Q:} \text{ facteur de qualité ; } \dots \dots \dots \text{(RPA (4-4))} \\ \mathbf{W:} \text{ poids total de la structure } \dots \dots \dots \text{(RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88$$

Selon le rapport de sol nous avons un site meuble donc :

$$S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.3.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 38.22 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 13.55 \text{ m} \\ L_y = 21.87 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.666; 0.773) = 0 \text{ s} \\ T_y = \min(0.666; 0.653) = 0.653 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.75 \\ D_y = 1.84 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (habitation) et β = 0.6 (commerce)

Dans notre cas, on a : **W = 31667.5971KN**

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = V_{st} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.2}{5} \times 31667.59 = 1995.05KN \\ V_y^{st} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1.1}{5} \times 31667.59 = 1922.85KN \end{cases}$$

IV.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

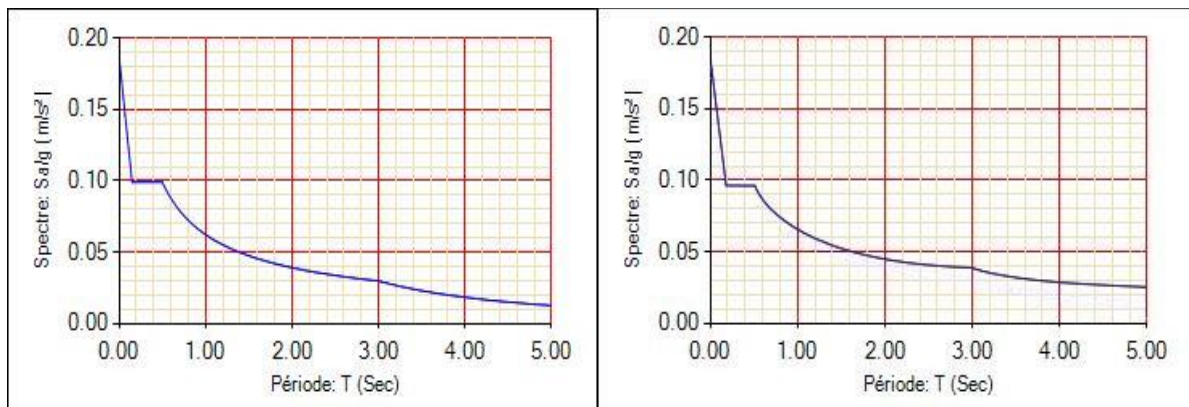


Figure IV.1. Spectres de réponse sens X-X.et Y-Y.

Modélisation et résultats : Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS** après avoir fait plusieurs dispositions des voiles on a pu opter ce model ci-dessous :

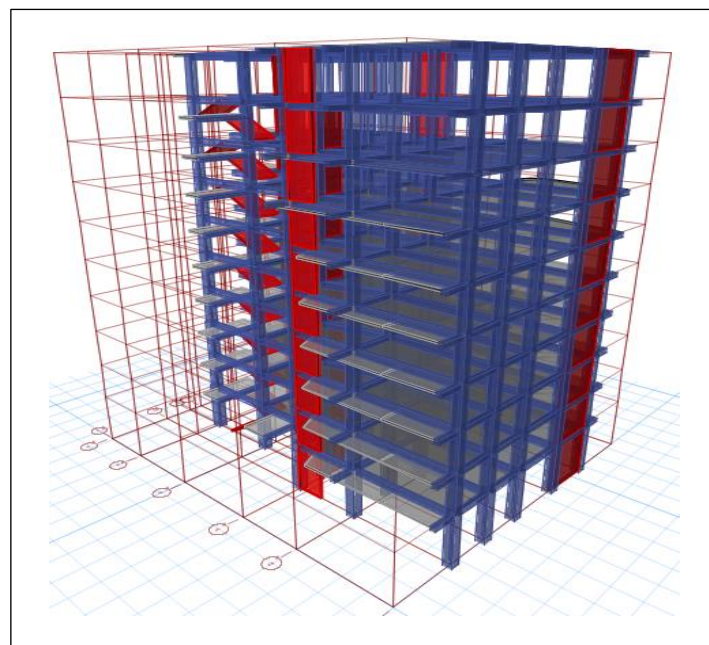


Figure IV. 2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

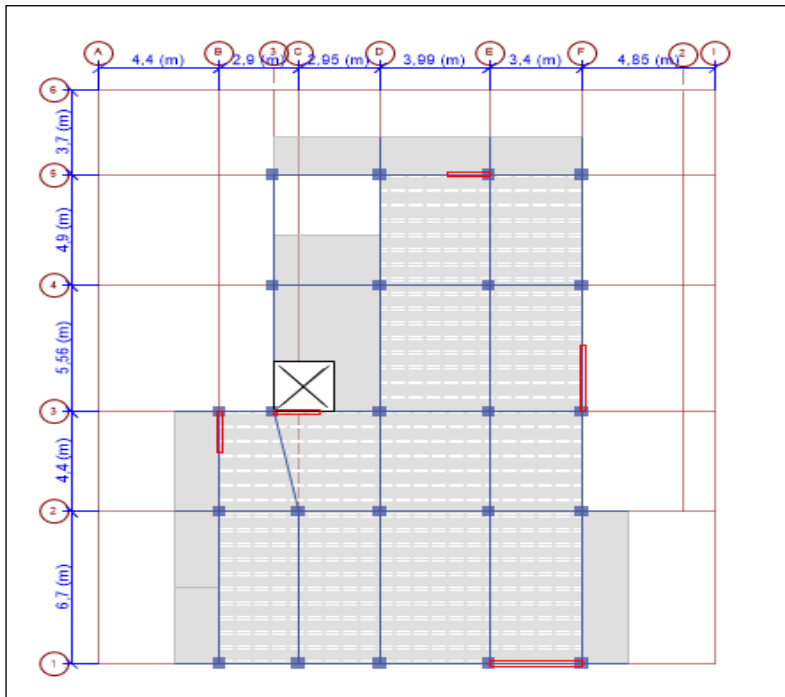


Figure IV. 2. Vu en plan de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.

Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Modes	Période (s)	(%) de la masse modale(U_x)	(%) de la masse modale(U_y)	(%) Masses cumulées U_x	(%) Masses cumulées U_y
1	0,905	0,0031	0,7529	0,0031	0,7529
2	0,845	0,7148	0,0038	0,7179	0,7566
3	0,682	0,0149	0	0,7329	0,7566
4	0,275	1,28E-06	0,1312	0,7329	0,8879
5	0,245	0,1322	0,0001	0,865	0,888
6	0,185	0,0204	0,0003	0,8854	0,8883
7	0,14	0,0028	0,0467	0,8882	0,935
8	0,128	0,0384	0,0057	0,9266	0,9407

9	0,088	0,006	0,019	0,9325	0,9597
10	0,083	0,0162	7,00E-06	0,9487	0,9597
11	0,08	0,0132	0,0081	0,9619	0,9678

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

IV.4.1.1 Analyse des résultats :

Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieure à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% \Rightarrow
$$\begin{aligned} T_{xst} &= 1.3 \times 0.702 = 0.912 \\ T_{yst} &= 1.3 \times 0.653 = 0.849 \end{aligned} \geq \begin{cases} T_x = 0.845 s \\ T_y = 0.905s \end{cases}$$

- On remarque que la période est vérifiée selon x et pas vérifiée selon y

IV.4.2 Les modes de vibrations :

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

avec T (période numérique) =0.905s

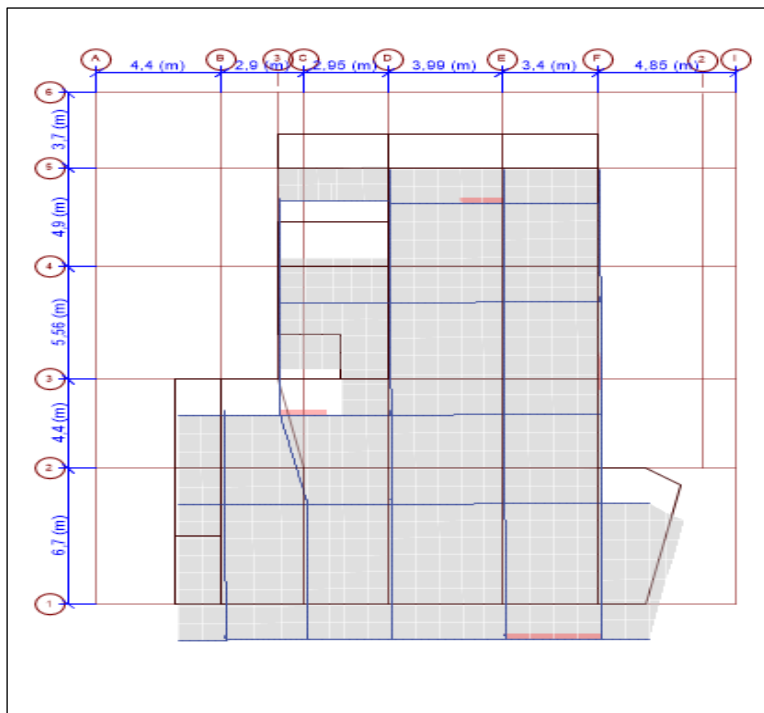


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe YY).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

avec T (période numérique) =0.845s

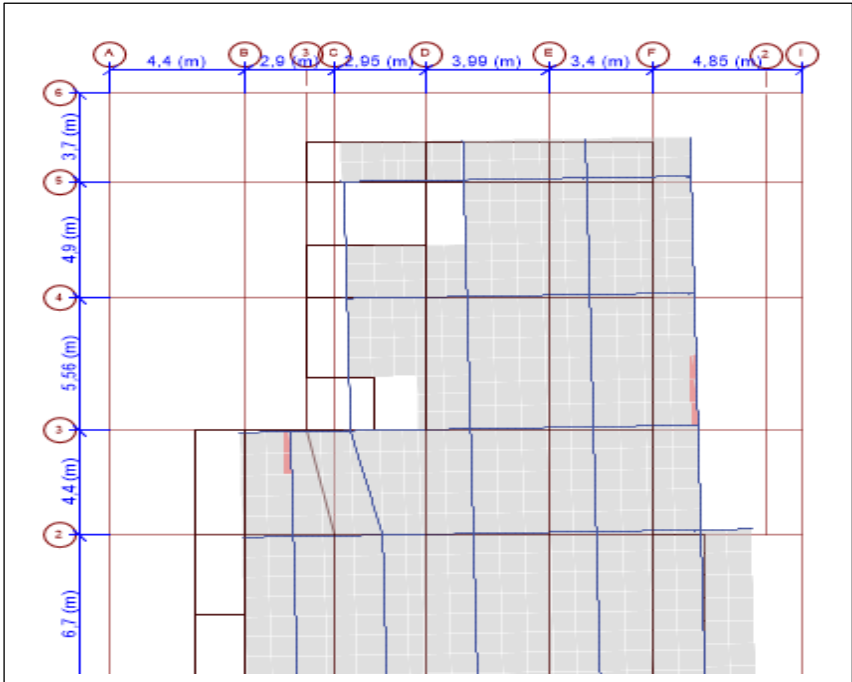


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z T= 0.682 s

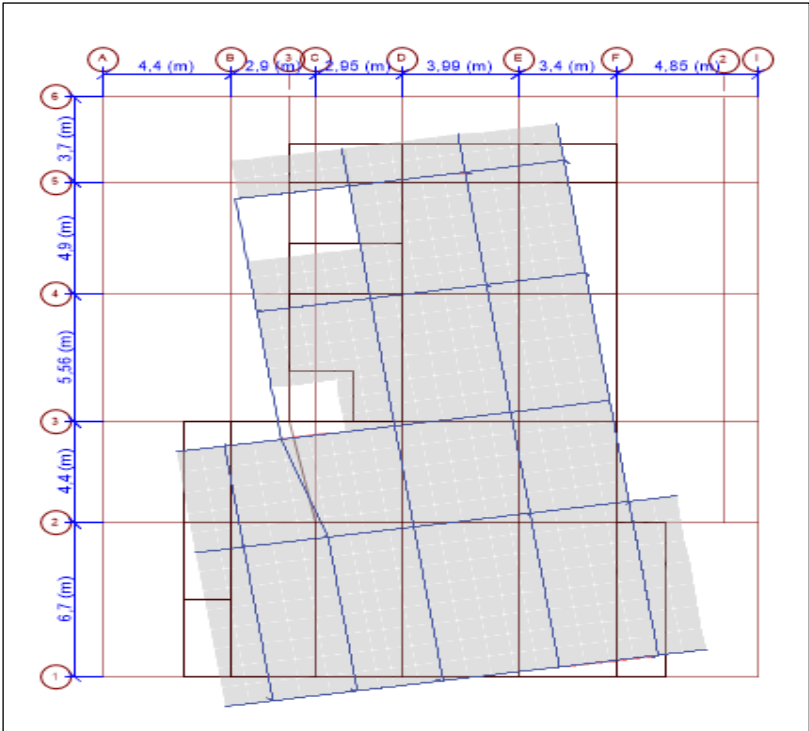


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.4.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**IV.4.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	1995.05	1596.04	1651,0413	vérifiée
Y-Y	1922.85	1538.28	1589,6173	vérifiée

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ est satisfaite selon les deux sens.

IV.4.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

IV.4.3.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Terrasse	2817,4725	646,2099	81,343269	18,656731
ETAGE 08	5251,4628	1287,2043	80,313965	19,686035
ETAGE 07	7823,964	1857,86	80,810847	19,189153
ETAGE 06	10488,4784	2402,1185	81,365343	18,634657
ETAGE 05	13141,1319	2928,0903	81,77827	18,22173
ETAGE 04	15881,9994	3385,5769	82,428631	17,571369
ETAGE 03	18593,6962	3870,3903	82,770765	17,229235
ETAGE 02	21435,353	4272,333	83,381106	16,618894
ETAGE 01	24259,7377	4689,515	83,800912	16,199088
RDC	27495,5994	5054,0311	84,472846	15,527154

Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales.

IV.4.3.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(% du chargement horizontal)			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
9	420,3299	120,7349	390,9073	100,5865	0,77685686	0,22314314	0,79534533	0,20465467
8	441,2213	151,2255	428,0879	101,1975	0,74474417	0,25525583	0,80880353	0,19119647
7	483,2577	271,1551	504,2685	186,6223	0,64057463	0,35942537	0,72988163	0,27011837
6	581,6817	327,0609	603,1971	233,4504	0,64009512	0,35990488	0,72096923	0,27903077
5	597,2622	432,9664	643,0762	314,6927	0,57973755	0,42026245	0,67143149	0,32856851
4	634,7983	493,4876	747,4036	316,9738	0,56262185	0,43737815	0,70219792	0,29780208
3	619,4042	588,0548	748,3026	409,8012	0,51298156	0,48701844	0,64614467	0,35385533
2	635,5858	640,2937	752,3989	489,5647	0,49815504	0,50184496	0,60581397	0,39418603
1	590,2521	773,24	675,2892	645,6573	0,43289734	0,56710266	0,51121616	0,48878384
Rdc	681,7482	836,8915	803,128	797,3475	0,44892031	0,55107969	0,50180587	0,49819413

Tableau IV.6. Interaction sous charges horizontales.

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux sauf les 2 derniers niveaux selon Y-Y et le dernier niveau selon X-X

IV.4.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
9	45	45	2025	220,7709	0,04360907	Vérifiée
8	50	50	2500	380,857	0,06093712	Vérifiée
7	50	50	2500	560,2379	0,08963806	Vérifiée
6	55	50	2750	740,5815	0,10772095	Vérifiée
5	55	50	2750	923,6054	0,1343426	Vérifiée
4	55	55	3025	1114,2944	0,14734471	Vérifiée
3	55	55	3025	1427,5469	0,18876653	Vérifiée
2	60	55	3300	1753,3046	0,21252177	Vérifiée
1	60	55	3300	2103,2602	0,25494063	Vérifiée
RDC	60	60	3600	2392,685	0,26585389	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux

IV.4.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Niveau	h _k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ _{ek} (mm)	δ _k (mm)	δ _{k-1} (mm)	Δ _k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ _{ek} (mm)	δ _k (mm)	δ _{k-1} (mm)	Δ _k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
9	4,08	19,254	96,27	87,04	9,23	0,0030	19,98	99,9	92,625	7,275	0,0023
8	3,06	17,408	87,04	77,05	9,99	0,0032	18,525	92,625	84,385	8,24	0,0026
7	3,06	15,41	77,05	66,855	10,195	0,0033	16,877	84,385	74,885	9,5	0,0031
6	3,06	13,371	66,855	56,14	10,715	0,0035	14,977	74,885	64,24	10,645	0,0034
5	3,06	11,228	56,14	45,075	11,065	0,0036	12,848	64,24	52,63	11,61	0,0037
4	3,06	9,015	45,075	34,05	11,025	0,0036	10,526	52,63	40,575	12,055	0,0039
3	3,06	6,81	34,05	23,435	10,615	0,0034	8,115	40,575	28,425	12,15	0,0039
2	3,06	4,687	23,435	13,825	9,61	0,0031	5,685	28,425	16,935	11,49	0,0037
1	3,06	2,765	13,825	5,825	8	0,0026	3,387	16,935	7,135	9,8	0,0032
RDC	3,06	1,165	5,825	0	5,825	0,0014	1,427	7,135	0	7,135	0,0017

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs.

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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 : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ _k (mm)	V _k (KN)	θ	Δ _k (cm)	V _k (KN)	Θ
9	3.06	3401,0713	9,23	390,004	0,026788	7,275	365,148	0,0225517
8	3,06	6391,9732	9,99	648,954	0,032938	8,24	606,690	0,0290613
7	3,06	9434,0249	10,195	871,546	0,037046	9,5	816,375	0,0368536
6	3,06	12542,989	10,715	1060,73	0,042593	10,645	996,562	0,0450400
5	3,06	15624,84	11,065	1220,43	0,047658	11,61	1151,09	0,0530177
4	3,06	18726,301	11,025	1354,39	0,051303	12,055	1284,15	0,0591652
3	3,06	21827,763	10,615	1465,95	0,053210	12,15	1397,81	0,0638747
2	3,06	24975,110	9,61	1554,35	0,035355	11,49	1488,91	0,0441299
1	3,06	28122,457	8	1616,54	0,051220	9,8	1553,40	0,0652952
RDC	4.08	31667,597	5,825	1651,04	0,041113	7,135	1589,61	0,052305

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Δ.

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

- Remarque dans notre étude on a isolé le bloc qui fera notre étude donc on néglige le bloc a coté

IV.5 Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux.



CHAPITRE V :
Etude des éléments
structuraux

Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|---------------|----------|----------------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E | RPA99 (Article 5.2) |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q | |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées par le logiciel **ETAABS 2016** selon les sollicitations suivantes :

N_{max} —————→ M correspondant

N_{min} —————→ M correspondant

M_{max} —————→ N correspondant

V.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

RPA99 (Article 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6% en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous-sol, RDC	60×60	28.8	144	216
1^{er} et 2^{ème} étage	60×55	26.4	132	198
3^{et}4^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 et 6^{ème} étage	55×50	22	110	165
7^{et}8^{ème} étage	50×50	20	100	150
terrasse	45×45	16.2	81	121.5

Tableau.V. 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b) Les armatures transversales :**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \quad (\text{Zone nodale}).$$

$t \leq 15 \times \phi_l$ (Zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant telle que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40\phi$$

V.1.2 Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	V(KN)	COMB	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A (min)	Choix des barres (cm ²)
s-sol et RDC	60x60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2910.05	83.037	131.72	ELA	SPC	0	28.8	8HA20 +8HA16 =41.21
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	161.91	1525.3		ELA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-1489.2	27.71		ELA	SET	40		
1 et 2 ^{ème} étage	60x55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2187.78	41.52	141.65	ELU	SPC	0	26.7	12HA16 +4HA12 =28.65
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	140.49	798.7		ELA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-955.04	14.02		ELA	SET	25.28		
3 et 4 ^{ème} étage	55x55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1685.84	32.82	133.42	ELU	SPC	0	24.2	16HA14 =24.63
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	138.11	571.08		ELA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-373.58	7.28		ELA	SET	15.88		
5 et 6 ^{ème} étage	55x50	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1199.91	28.65	100.83	ELU	SPC	0	22	12HA14 +4HA12 =22.99
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	119.14	410.55		ELA	SPC	0.16		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-59.27	11.49		ELA	SET	14.43		
7 et 8 ^{ème} étage	50x50	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	735.38	29.11	71.069	ELU	SPC	0	20	12HA14 +4HA12 =22.99
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	103.67	320.63		ELA	SPC	1.66		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-122.43	3.98		ELA	SET	13.12		
terrasse	45x45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	285.89	21.81	82.16	ELU	SPC	0	16.2	8HA14 +4HA12 =16.84
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	104.9	144.11		ELU	SPC	5.5		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-93.58	7.77		ELA	SET	10.63		

Tableau.V. 2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/2003 car le ferrailage calculé est inférieur à A_{min} du RPA.

b) Armatures transversales

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	terrasse
Section (cm)	60×60	60×55	55×55	55×50	50×50	45×45
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.2	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	287	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.78	3.57	3.57	4.28	4.28	4.76
V_u (KN)	191.41	154.17	140.22	104.16	74.67	85.06
l_r (cm)	64	64	56	56	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm)	2.99	2.4	2.39	1.77	1.4	1.77
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	2.13	3.57	3.57	2.4	2.4	1.62
A^t_{\min} (cm ²) Zone courante	3.19	4.36	4.36	3.6	3.6	2.43
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	4T10=3.14

Tableau.V. 3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{mm} \geq \frac{16\text{mm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 5.33 \text{ mm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

V.1.3 Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de $h=4\text{m}$ et un effort normal égal à : 2646.831 KN

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

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.87$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.17$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.8}{0.18} \Rightarrow \lambda = 16.8 \Rightarrow \alpha = 0.81 ; B_r = 3364 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u^{\max} = 0.81 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5899.38 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\text{etabs}} = 27 \text{ KN} < N_u^{\max} = 6415.52 \text{ KN}$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _u ^{max} (KN)
Sous-sol, RDC	60×60	4.1	2.87	0.17	16.88	0.81	41.21	3364	2910.05	5899.38
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×55	3.06	2.142	0.17	12.6	0.82	28.65	3074	2187.78	5485.07
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	24.63	2809	1685.84	4968.01
5 et 6 ^{ème} étage	55×50	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	22.99	2544	1199.91	4518.82
7 et 8 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.81	22.99	2304	735.38	4103.71
Terrasse	45×45	3.06	2.142	0.12	17.85	0.8	16.84	1849	285.89	3207.85

Tableau.V. 4 Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u < N_u^{\max}$ donc c'est vérifié.

c) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

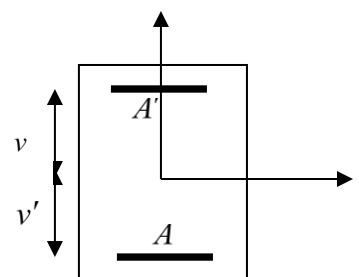


Figure.V.1 Section d'un poteau

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous-sol,	60×60	55	41.21	30	30	0.01363969	2024.124	75.969	6.66	15
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×55	55	28.65	30	30	0.01258594	1560.241	56.12	5.52	15
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	50	24.63	27.5	27.5	0.0094958	1202.803	57.54	5.21	15
5 et 6 ^{ème} étage	55×50	50	22.99	27.5	27.5	0.00867809	856.872	58.34	4.61	15
7 et 8 ^{ème} étage	50×50	45	22.99	25	25	0.00658773	526.328	54.55	3.92	15
terrasse	45×45	40	16.84	22.5	22.5	0.00419078	207.013	79.33	5.16	15

Tableau.V.5 Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous-sol, RDC	60×60	2.87	4.78	0.04	55	191.4	0.58	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×55	2.142	3.57	0.04	55	154.1	0.51	1	vérifiée
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	55×55	2.142	3.57	0.04	50	140.2	0.51	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	55×50	2.142	4.28	0.04	50	104.1	0.41	1	vérifiée
7 ^{et} 8 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.28	0.04	45	74.67	0.33	1	Vérifiée
Terrasse	45×45	2.142	4.76	0.04	40	85.06	0.47	1	Vérifiée

Tableau.V. 6 Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.4 disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 16\text{mm donc } L_r > 64\text{cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte $h' = 70 \text{ cm}$ pour tous les étages.

V.1.5 Schémas de ferrailage des poteaux.

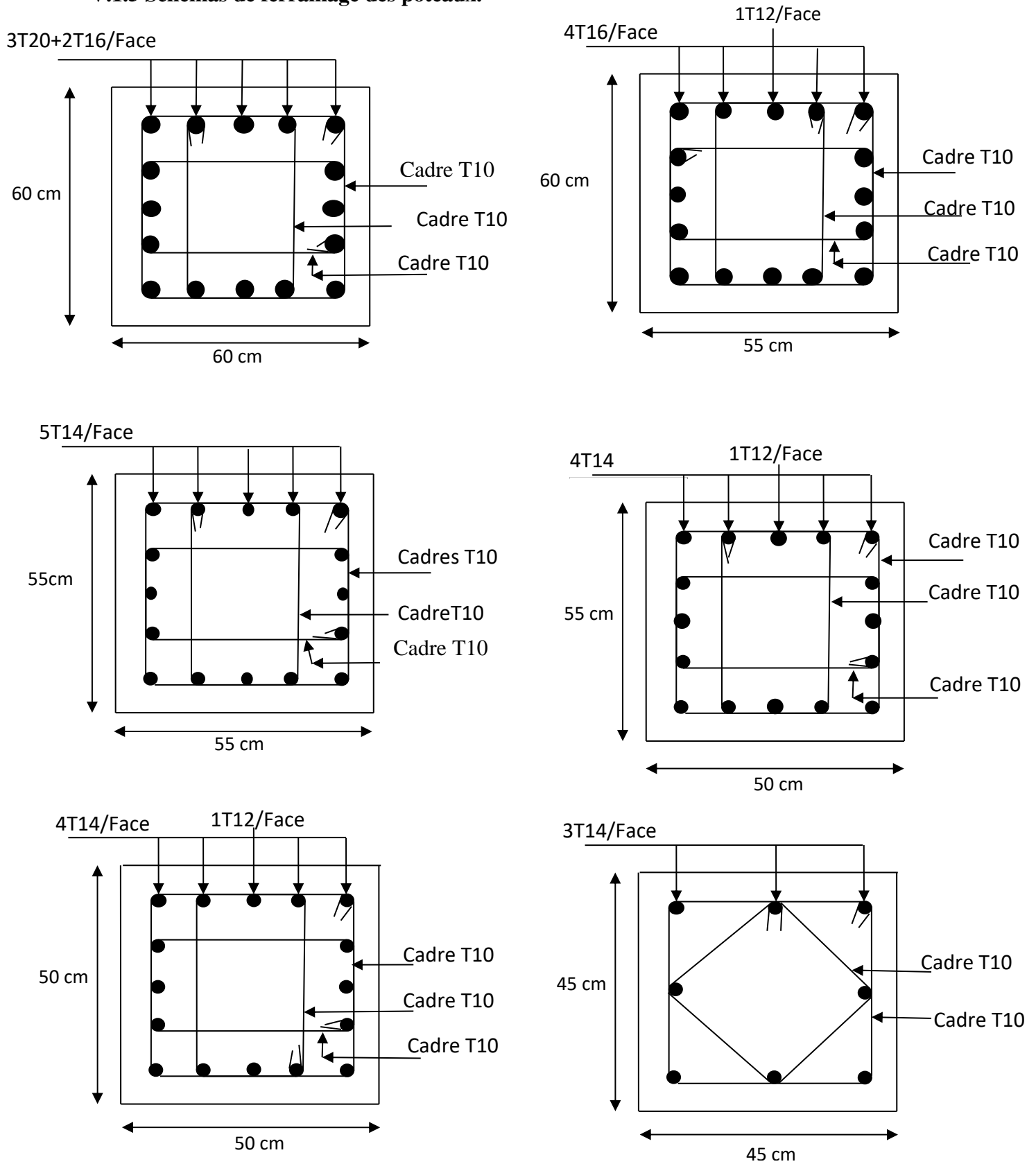


Figure .V. 3 Schémas de ferrailage des poteaux.

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires, après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.2.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

-La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA 99**.

niveau	Poutre principale			Poutre secondaire	
	$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m	V KN	M_{appui} KN.m	V KN
C au 8^{ème} étage	78.14	-148.26	129.16	-99.48	101.67
Terrasse	97.81	-131.12	132.28	-56.36	44.11

Tableau.V. 7 Les sollicitations les plus défavorables

a) Les armatures longitudinales

Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

niveau	Type de poutre	section	localisation	A_{cal}	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
RDC au 8 ^{ème} étage	Principale	45×30	Appuis	9.48	6.75	81	3T16+3T14=10.65
			Travée	5.58	6.75	54	3T16=6.03
	Secondaire	35×30	Appuis	6.17	5.25	63	6T12=6.79
			Travée	2.89	5.25	42	3T12=3.39
terrasse	Principale	45×30	Appuis	8.29	6.75	81	6T14=9.24
			Travée	7.09	6.75	54	5T14=7.70
	secondaire	35×30	Appuis	4.44	5.25	63	5T12=5.65
			Travée	1.44	5.25	42	3T12=3.39

Tableau.V. 8 Les armatures longitudinales dans les poutres.

• **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm; \text{ on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

b) **Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

a) **Calcul des espacements des armatures transversales**

▪ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 38.7cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 38cm$$

▪ Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm ; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm ; \text{ soit } S_t = 15cm$$

b) **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

V.2.3. Vérifications [BAEL 91]**a) Vérifications à L'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

2) Vérification des contraintes tangentielles**▪ Vérification de l'effort tranchant****BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	132.28	1.037	Vérifiée
Secondaires	101.67	1.042	Vérifiée

Tableau .V. 9 Vérification des contraintes tangentielles**▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	132.28	148.26	3.3	3.2	Vérifiée
Secondaires	6.79	101.67	131.12	2.54	2.42	Vérifiée

Tableau. 10 Vérification au cisaillement.**b) Vérifications à L'ELS****1) Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Principales	appui	95.98	227812.5	16.6	6.99	15	vérifiée
	travée	71.54		14.64	4.59	15	vérifiée
Secondaires	appui	38.85	107187.5	11.84	4.29	15	vérifiée
	travée	22.84		8.93	1.9	15	vérifiée

Tableau.V. 11 Vérification de l'état limite de compression du béton.**2) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

	h cm	b cm	l cm	A _s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	610	10.65	0.073	0.059	0.0083	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	425	6.79	0.082	0.019	0.0069	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.V. 12 Vérification à la flèche

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

V.2.4. Schémas de ferrailages des poutres :

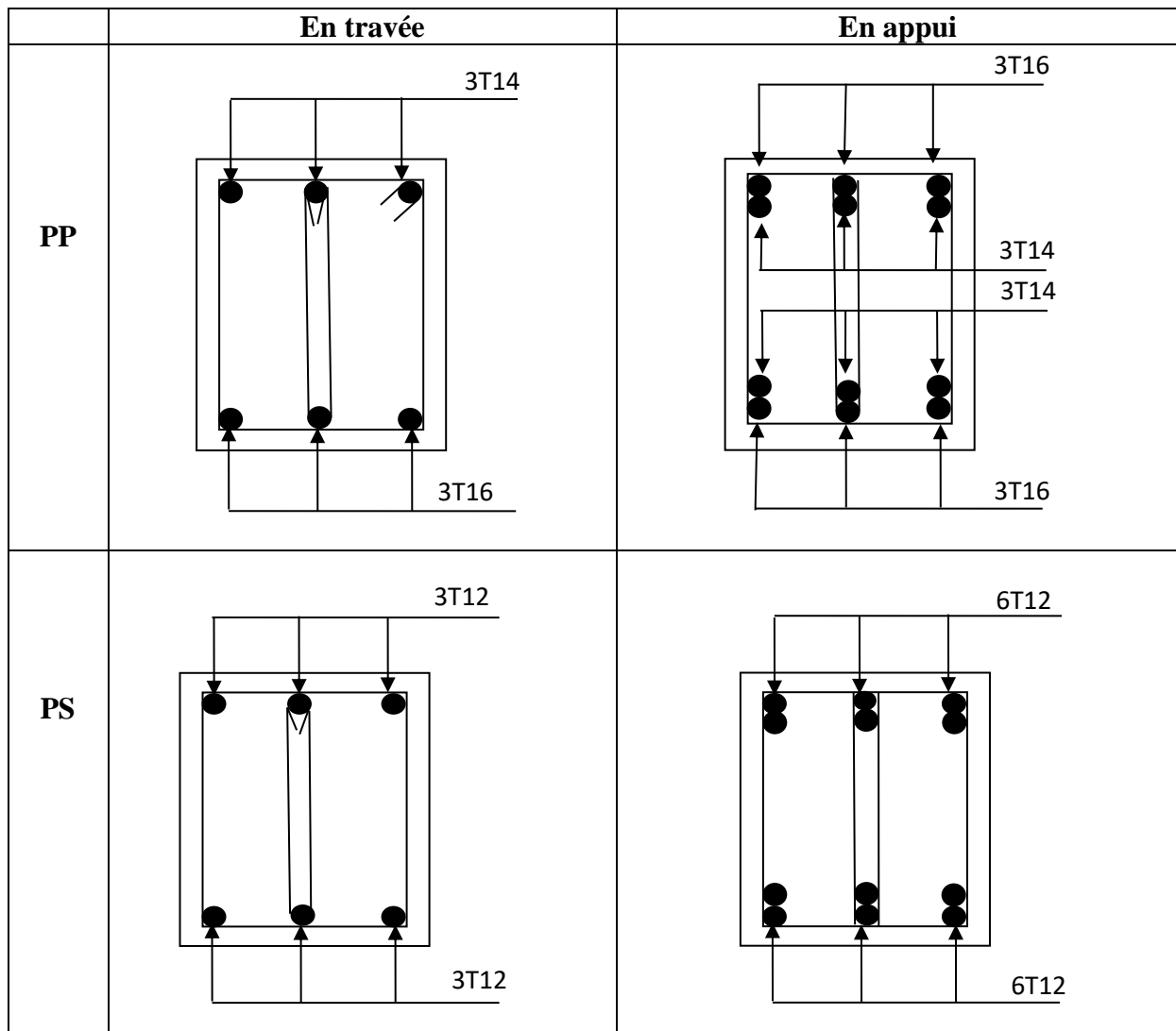


Tableau.V. 13 sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires plancher RDC et étages courants

	En travée	En appui
PP		
PS		

Tableau.V. 1 sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires plancher terrasse

Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d’une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d’acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

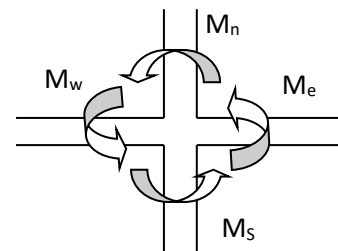


Figure VI. 4 Schéma de la Zone nodale

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

Poteau

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	60×60	51	20.6	365.6
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×55	51	14.32	254.11
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	55×55	46.75	12.31	200.25
5 ^{et} 6 ^{ème} étage	55×50	46.75	11.5	186.91
7 ^{et} 8 ^{ème} étage	50×50	42.5	11.5	169.92
Terrasse	45×45	38.25	8.42	112.02

Tableau.V. 7 Moments résistant dans les poteaux.**Poutres**

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Tous les niveaux	PP	45×30	38.25	6.03	80.22
	PS	35×30	29.75	4.62	47.8

Tableau.V. 8 Moments résistants dans les poutres.**Vérification des zones nodales**

niveau	plan	M _e = M _w	M _n et M _s	1.25× (M _e +M _w)	M _n +M _s	Observations
RDC	PP	80.22	365.6	200.55	731.21	Vérifiée
	PS	47.8	365.6	119.5	731.21	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	PP	80.22	254.11	200.55	508.22	Vérifiée
	PS	47.8	254.11	119.5	508.22	Vérifiée
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	PP	80.22	200.25	200.55	400.5	Vérifiée
	PS	47.8	200.25	119.5	400.5	Vérifiée
5 ^{et} 6 ^{ème} étage	PP	80.22	186.91	200.55	373.82	Vérifiée
	PS	47.8	186.91	119.5	373.82	Vérifiée
7 ^{et} 8 ^{ème} étage	PP	80.22	169.92	200.55	339.84	Vérifiée
	PS	47.8	169.92	119.5	339.84	Vérifiée
Terrasse	PP	80.22	112.02	200.55	224.04	Vérifiée
	PS	47.8	112.02	119.5	224.04	Vérifiée

Tableau.V. 9 Vérification des zones nodales

V.3 Etude des voiles

Introduction Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) faible devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion
- Flexion par effort tranchant
- Ecrasement

Dans le but d'éviter ces modes de ruptures on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1 Les recommandations du RPA99

Armatures verticales : sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) est inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

Armatures horizontales : sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre **10Ø**

Armatures transversales : sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$

Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20 \varnothing$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

Disposition des voiles

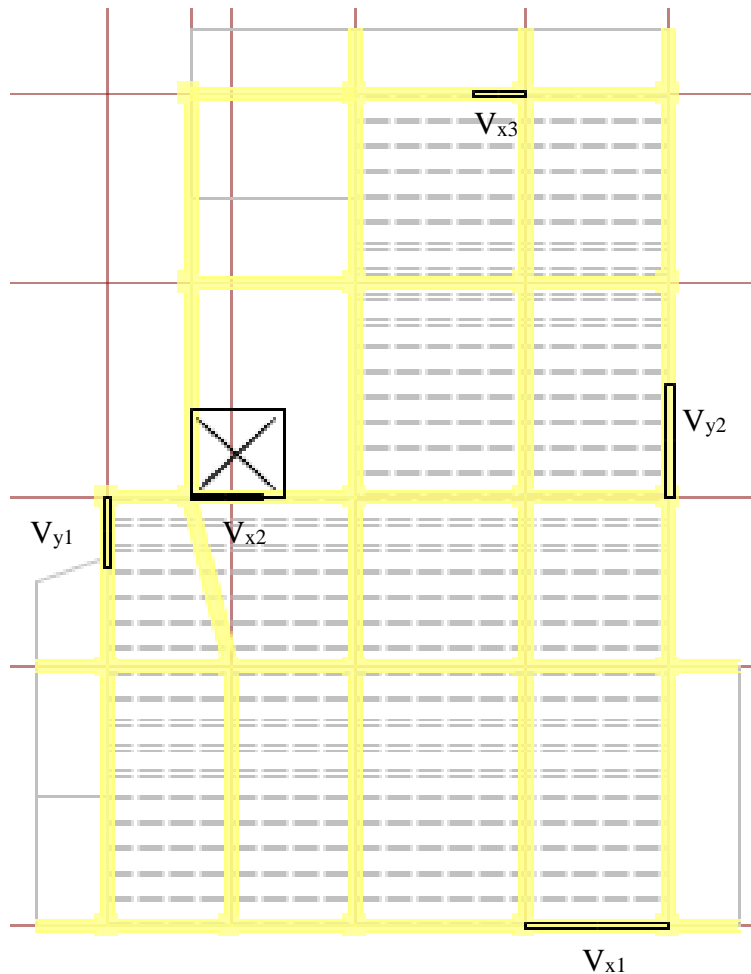


Figure.VI. 5 Disposition des voiles

V.3.2 Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{min}^{RPA})$$

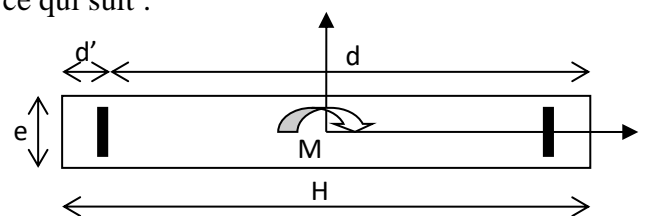


Figure.VI. 6 Schéma d'un voile plein

b) Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times St \times 100$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N_{bre} / face : nombre de barres adaptées par face.

S_r : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

A_v^{adpt} / face : Section d'armature adoptée pour une seule face.

$$\tau = \frac{V}{e \times d}; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile ; } d : \text{ hauteur utile.} \quad (\text{RPA Article 7.7.2})$$

Calcul du ferrillage :

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x2} et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

$$L = 1.7 \text{ m}, d = 1.65 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$N_{\min} = -136.5 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 483.59 \text{ KN. m. (Combinaison } 0.8G + E_{x\max}).$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 3.54 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.85 \text{ m. Le centre de pression est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{corr} + N_{\max} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 483.59 - 136.5 \times \left(1.65 - \frac{1.7}{2} \right) = 374.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{374.39}{0.2 \times 1.65^2 \times 18,48} \times 10^{-3} = 0,0372.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0372}) = 0,0474$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.65(1 - 0,4 \times 0,0474) = 1.61 \text{ m}.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{374.39}{1.61 \times 400} \times 10^{-3} = 5.78 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A' = 0. \\ A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 5.78 + \frac{136.5}{400} \times 10^{-3} = 9.19 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

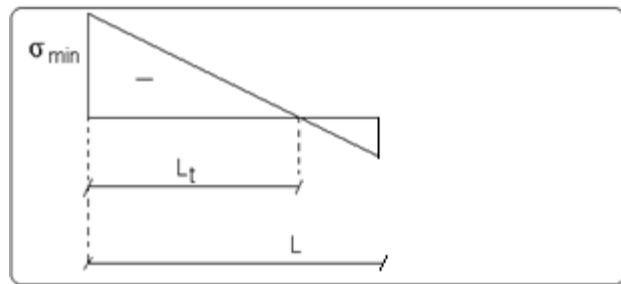


Figure.V.7 Diagramme des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = 4.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = - 5.42 \text{ Mpa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{5.42}{4.61 + 5.42} \times 1.7 = 0.91 \text{ m}$$

b).Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$A_H \geq \frac{e \times St \times \tau}{0.8 \times f_e} \quad \tau = \frac{1.4V}{e \times d} \quad \tau = \frac{1.4 \times 177.79}{0.2 \times 1.65} = 0.75 \text{ Mpa} \quad V_{\max} = 177.79 \text{ KN}$$

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	Etage 2 3 4	Etage 5 6 7	8 ^{ieme} et terrasse
Section (m ²)	0,2 × 3.4	0,2 × 3.4	0,2 × 3.4	0,2 × 3.4

$M(KN)$	2358.3	1394	461.58	240.61
$N(KN)$	1344.99	1126.16	763.68	253.97
<i>Section</i>	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(KN)$	646.28	486.6	297.26	154.77
D	3.35	3.35	3.35	3.35
$\tau(MPa)$	1.35	1.02	0.62	0.32
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	2.78	0	0	0
$A_v^{min}(cm^2)$	10.2	10.2	10.2	10.2
$\sigma_1(MPa)$	8,09	5,27	2,32	0,99
$\sigma_2(MPa)$	-4,14	-1,96	-0,074	-0,25
$l_t(m)$	1.15	0.92	0.1	0.68
$l_c(m)$	1.1	1.56	3.2	2.04
A_{min}^{ZT}	4.6	3.68	0.4	2.72
A_{min}^{ZC}	2.2	3.12	6.4	4.08
$A_v^{adop}(cm^2)$	13.35	13.35	13.35	13.35
$N^{barres}/face$	17HA10	17HA10	17HA10	17HA10
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.68	1.275	0.77	0.4
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	1,57	1,57	1,57
N^{barres}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	Etage 2 3 4	Etage 5 6 7	8 ^{ieme}
--------	----------------------------	-------------	-------------	-------------------

Section (m²)	0,2×1,70	0,2×1,70	0,2×1,70	0,2×1,70
M(KN)	483.59	112.8	141.18	201.66
N(KN)	-136.5	275.59	79.89	86.29
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	177.79	108.48	102.24	104.92
d	1.65	1.65	1.65	1.65
τ(MPa)	0.75	0.46	0.43	0.45
τ̄(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal}(cm²)	9.19	0	1.16	4.15
A_v^{min}(cm²)	5.1	5.1	5.1	5.1
σ1(MPA)	-5,42	1,98	1,7	2,34
σ2(MPA)	4,61	-0,36	-1,23	-1,83
l_i(m)	0.91	0.26	0.71	0.74
A_{min}^{ZT}	3.12	1.04	2.84	2.96
A_{min}^{ZC}	0.28	2.36	0.56	0.44
A_v^{adop}(cm²)	11.31	7.85	7.85	7.85
N^{barres}/face	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
A_h^{cal}(cm²)≥	0.93	0.57	0.53	0.56
A_h^{min}(cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop}(cm²)	1.57	1,57	1,57	1,57
N^{barres}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	Etage 2 3 4	Etage 5 6 7	8 ^{ieme} et terrasse
Section (m ²)	0,2×1.5	0,2×1.5	0,2×1.5	0,2×1.5

$M(KN)$	408.008	126.03	90.31	74.86
$N(KN)$	37.49	721.72	62.54	-4.71
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(KN)$	188.32	96.9	87.48	60.94
d	1.45	1.45	1.45	1.45
$\tau(MPa)$	0.91	0.47	0.42	0.29
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	6.8	0	0.76	1.35
$A_v^{min}(cm^2)$	6	6	6	6
$\sigma_1(MPa)$	5,56	4,08	1,41	-1,013
$\sigma_2(MPa)$	-5,31	0,72	-0,99	0,98
$l_t(m)$	0.73	0.22	0.61	0.73
$l_c(m)$	0.04	1.06	0.28	0.04
A_{min}^{ZT}	2.92	0.88	2.44	2.92
A_{min}^{ZC}	0.08	2.12	0.56	0.08
$A_v^{adop}(cm^2)$	7.85	7.85	7.85	7.85
$N_{barres}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.137	0.587	0.525	0.362
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1,57	1,57	1,57
$N_{barres}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

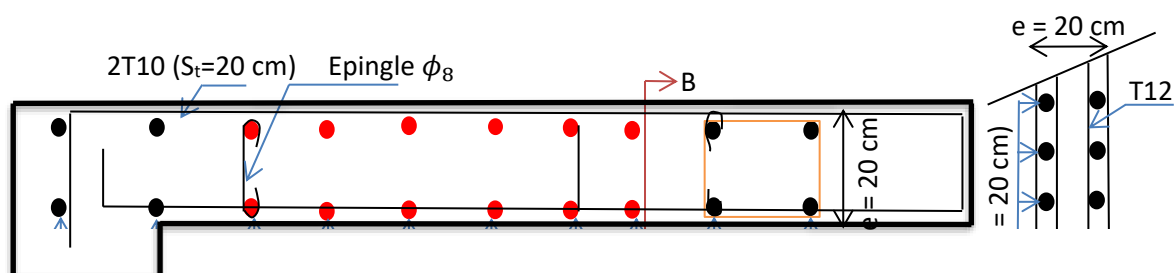
Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	Etage 2 3 4	Etage 5 6 7	8 ^{ieme} et terrasse
Section (m ²)	0,2×1.8	0,2×1.8	0,2×1.8	0,2×1.8

$M(KN)$	688.17	270.31	243.57	188.65
$N(KN)$	206.019	547.11	626.33	294.29
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(KN)$	272.07	183.65	147.94	85.31
d	1.75	1.75	1.75	1.75
$\tau(MPa)$	1.09	0.73	0.43	0.34
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	7.7	0	0	0
$A_v^{min}(cm^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4
$\sigma_1(MPa)$	6,94	4,02	3,99	2,56
$\sigma_2(MPa)$	-5,79	-0,98	-0,51	-0,92
$l_t(m)$	0.81	0.35	0.2	0.47
$l_c(m)$	0.18	1.1	1.4	0.86
A_{min}^{ZT}	3.24	1.4	0.8	1.88
A_{min}^{ZC}	0.36	2.2	2.8	1.72
$A_v^{adop}(cm^2)$	9.42	7.07	7.07	7.07
$N_{barres}/face$	12HA10	9HA10	9HA10	9HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.362	0.91	0.537	0.42
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1,57	1,57	1.57
$N_{barres}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	Etage 2 3 4	Etage 5 6 7	8 ^{ieme} et terrasse
Section (m ²)	0,2×2.95	0,2×2.95	0,2×2.95	0,2×2.95

$M(KN)$	2358.54	800.29	498.35	391.25
$N(KN)$	443.33	1228.29	11.15	24.91
<i>Section</i>	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(KN)$	615.02	373.54	237.65	103.94
d	2.9	2.9	2.9	2.9
$\tau(MPa)$	1.48	0.9	0.57	0.25
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	16.06	0	4.19	3.39
$A_v^{min}(cm^2)$	8.85	8.85	8.85	8.85
$\sigma_1(MPa)$	8,88	4,84	1,73	1,39
$\sigma_2(MPa)$	-7,3	-0,67	-1,69	-1,3
$l_t(m)$	1.33	0.35	1.45	1.4
$l_c(m)$	0.29	2.25	0.05	0.15
A_{min}^{ZT}	5.32	1.4	5.8	5.6
A_{min}^{ZC}	0.58	4.5	0.1	0.3
$A_v^{adop}(cm^2)$	16.96	11.78	11.78	11.78
$N_{barres}/face$	15HA12	15HA10	15HA10	15HA10
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.85	1.12	0.71	0.31
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	1,57	1,57	1,57
$N_{barres}/face$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.24 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveauxV.3.3.Exemple de schéma de ferrailage du voile V_{x2} du RDC et 1^{er} étage :

Conclusion :

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du RPA est majoritaire, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.

Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.
Enfin on passe au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.



CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.1 Les différents types de fondations :

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

- Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées.
2. Les semelles filantes.
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

- Etude des fondations :**- Combinaisons de calcul :**

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**, les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \text{ RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \text{ DTR BC2.33.}$$

VI.2 Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à étudier , mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,08.

VI.3 Choix du type de fondation

On calcule la surface totale des semelles nécessaires

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{40670.08}{108} = 376.57m^2$$

Avec $S_{batiment} = 406.90m^2$ donc $S_f = 92.54\% > 50\%$ de la surface totale du bâtiment.

▪ Radier général

Alors on va opter pour un radier général en premier lieu pour voir si ce type de fondation convient à notre structure, pour cela on doit faire les différentes vérifications nécessaires, sachant que ce type de fondations possède plusieurs avantages comme suit :

- 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.

❖ Remarque :

Dans notre étude de fondation on isole le bloc qui fera notre étude (on prend pas en considération le bloc a coté)

- Etude du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage

- Pré dimensionnement :

- Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 6.70\text{m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{670}{20} = 33.50 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{670}{10} = 67 \text{ cm} \end{cases}$$

- Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle

$$\text{Soit : } I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (6.70)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 1.07\text{m} = 107.29\text{cm}$$

$$\text{Soit: } h_t = 110 \text{ cm} \quad \text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (1.10)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.34\text{m}$$

$$L_{\max} = 6.70 < \frac{\pi}{2} \times 4.34 = 6.82\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 110 \text{ cm}$.

- Calcul de la surface du radier :

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N_s = 40670.08\text{KN}$

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{40670.08}{108} = 376.57 \text{m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 406.9 \text{m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 110 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 406.9 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VI.4 Vérifications diverses :

- Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.108 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 20775.5 \text{ m}^4 \quad \text{et } X_G = 11.47 \text{ m} \\ I_y = 11979.1 \text{ m}^4 \quad \text{et } Y_G = 10.49 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par la méthode suivante :

Présentation de la méthode :

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 54.058 \text{ MN.m} ; M_y = 8.33 \text{ MN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Exemple de calcul :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{44.962}{406.9} + \frac{54.058}{20775.5} \times 10.49 = 0.137 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{44.962}{406.9} - \frac{54.058}{20775.5} \times 10.49 = 0.08 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.137 + 0.08}{4} = 0.122 \text{MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.108 \text{MPa}$$

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{44.962}{406.9} + \frac{8.33}{11979.1} \times 11.47 = 0.118 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{44.962}{406.9} - \frac{8.33}{11979.1} \times 11.47 = 0.10 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.118 + 0.10}{4} = 0.11 \text{MPa} > \sigma_{\text{sol}}^- = 0.108 \text{MPa}$$

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

On constate que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte du sol admissible, il faudrait donc augmenter la section du radier. Alors un débord est nécessaire.

Le débord « D », doit vérifier la condition suivante

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{40}{2}; 30\text{cm}\right), \text{ on opte pour } D=100\text{cm}.$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_D = 535\text{m}^2$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 32849.5 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.41 \text{ m} \\ I_y = 20534.4 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 10.69 \text{ m} \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.087 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.083 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.086 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.108 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.089 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.078 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.086 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.108 \text{ MPa}$$

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées après augmentation de la surface du radier, avec un débord : $D = 100 \text{ cm}$.

- Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{61669.23 \times 6.70}{2 \times 535} = 386.15 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.38615}{1 \times 2.5} = 0.154 \text{ m}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 2789.13 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 1.10 \text{ m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(60 \times 60) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.70 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.78 \text{ m}$$

$$N_d = 2.789 \text{ MN} < 0.045 \times 5.78 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.335 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 3.00$ m).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 535$ m²).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m³).

$$N = 44933,63 \text{ KN} > 1.5 \times 3 \times 535 \times 10 = 24075 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{39.453}{61.669} = 0.63 < \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{38.598}{61.669} = 0.62 < \frac{27.85}{4} = 6.96 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.5.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

- Calcul des sollicitations :

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

Donc :

$$Q_u = \frac{61669.23}{535} = 115,27 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 4.25 \text{ m} \\ l_y = 6.10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69$$

$P=0.69 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

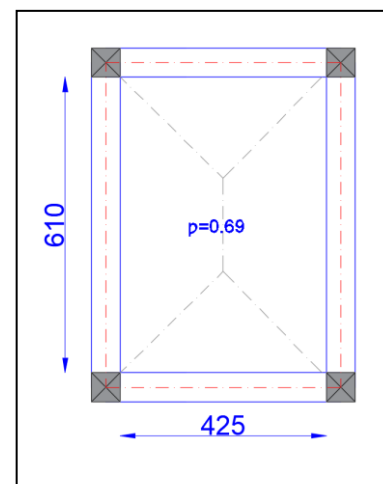


Figure VI. 1. Le panneau le plus sollicité.

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 145.12 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 60.67 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 123.35 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 51.57 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -72.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	St (cm)
Travée	X-X	123.35	10.52	3.68	14.07	7HA16	15
	Y-Y	51.57	4.30	3.68	12.06	6HA16	17
Appui		-72.56	6.09	3.68	8.04	4HA16	25

Tableau VI.2. Tableau du ferrailage de radier.

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.69 > 0.4 \\ e = 40 \text{cm} > 12 \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.69}{2}\right) \times 1 \times 0.4 = 3.68 \text{cm}^2 \\ A_y^{\text{min}} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

- Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_s = 44933.63 \text{KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = 83.98 \text{KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_y = 0,5704 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 114.54 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 65.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 97.36 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 55.53 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -57.27 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,4) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	97.36	10.23	165176,96	6.02 < 15	Vér	219.03 > 201.63	N.vér
	Y-Y	55.53	9.59	146200,49	3.64 < 15	Vér	144.78 < 201.63	N.Vér
Appui		-57.27	8,06	104980,64	4.39 < 15	Vér	220.43 > 201.63	N.vér

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	97.36	6.94	0.38	19.90	7HA20=21.99	15
	Y-Y	55.53	6.66	0.37	18.94	7HA20=21.99	15
Appui		-51.45	-57.27	0.3	11.37	6HA16=12.06	17

Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	87.46	12,25	231993,51	143.20 < 201.63	Vér
	Y-Y	83.47	12,25	231993,51	81.68 < 201.63	Vér
Appui		-51.45	9,59	69330.84	149.31 < 201.63	Vér

Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage du radier :**

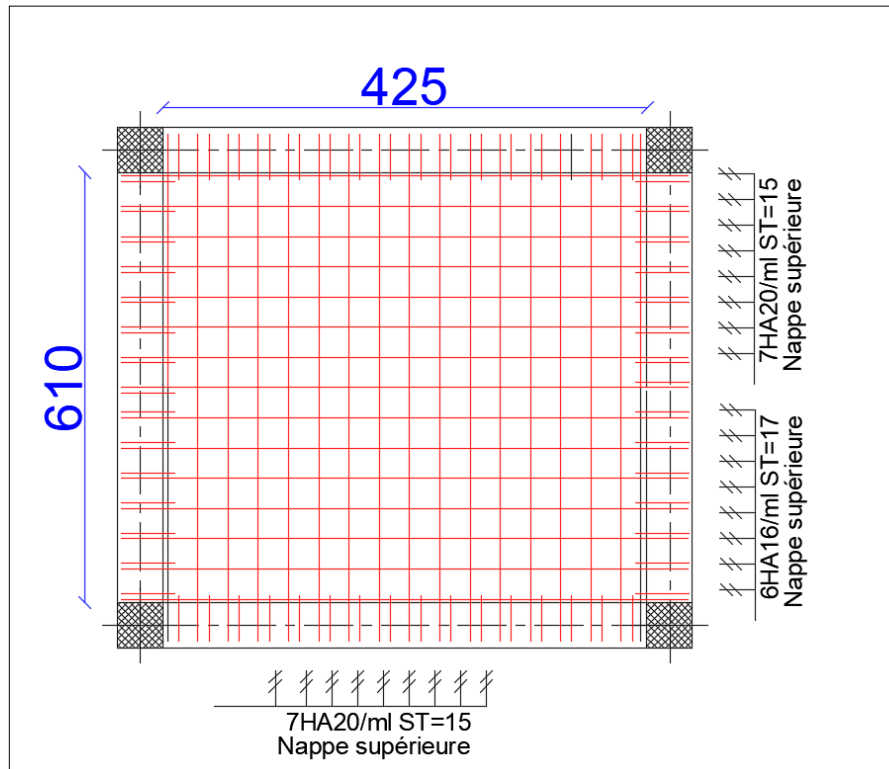


Figure VI. 2. Ferrailage du radier.

VI.6. Ferrailage du débord :

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur trois appuis

Avec $(\rho = \frac{70}{285} = 0.35 < 0.4)$, donc il est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion.

- Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow Q_u = 115.26 \text{ KN/m}^2 \\ Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow Q_s = 83.98 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 57.63 \text{ KN.m} \\ M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 41.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

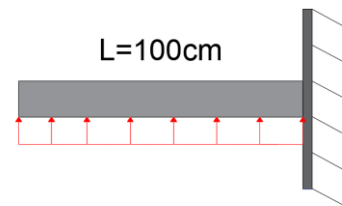


Figure VI. 3. Schéma statique du débord.

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r (cm ² /ml)	A _{r adop} (cm ² /ml)
Nappe inférieure	57.63	4.81	4.22	6HA16=12.06	3.02	5HA12 =5.65

Tableau VI.6. Tableau du ferrailage du débord.

Nous remarquons que la section d'aciers calculés du débord est très petite par rapport à celle calculé au panneau du radier et ce qui conduit à nous donner des armatures faibles que celle

obtenue aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par le prolongement des armatures destinées aux appuis rive du radier.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 57.63 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

Localisation	M_s (KN.m)	A_{adop} (cm ² /ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Nappe inférieure	41.99	12.06	2.75 < 15	Vér	109.47 < 201.63	Vér

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

- ❖ Schéma de ferrailage du débord :

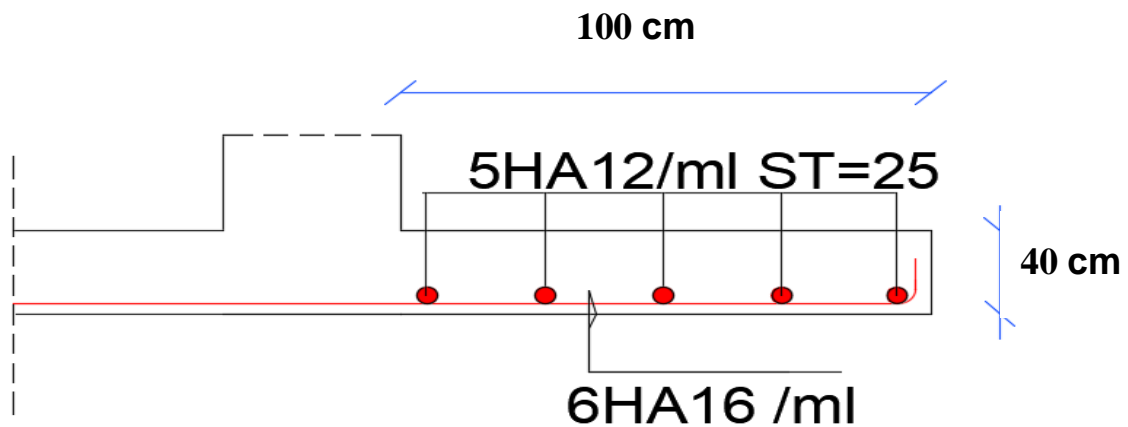


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord.

VI.7. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

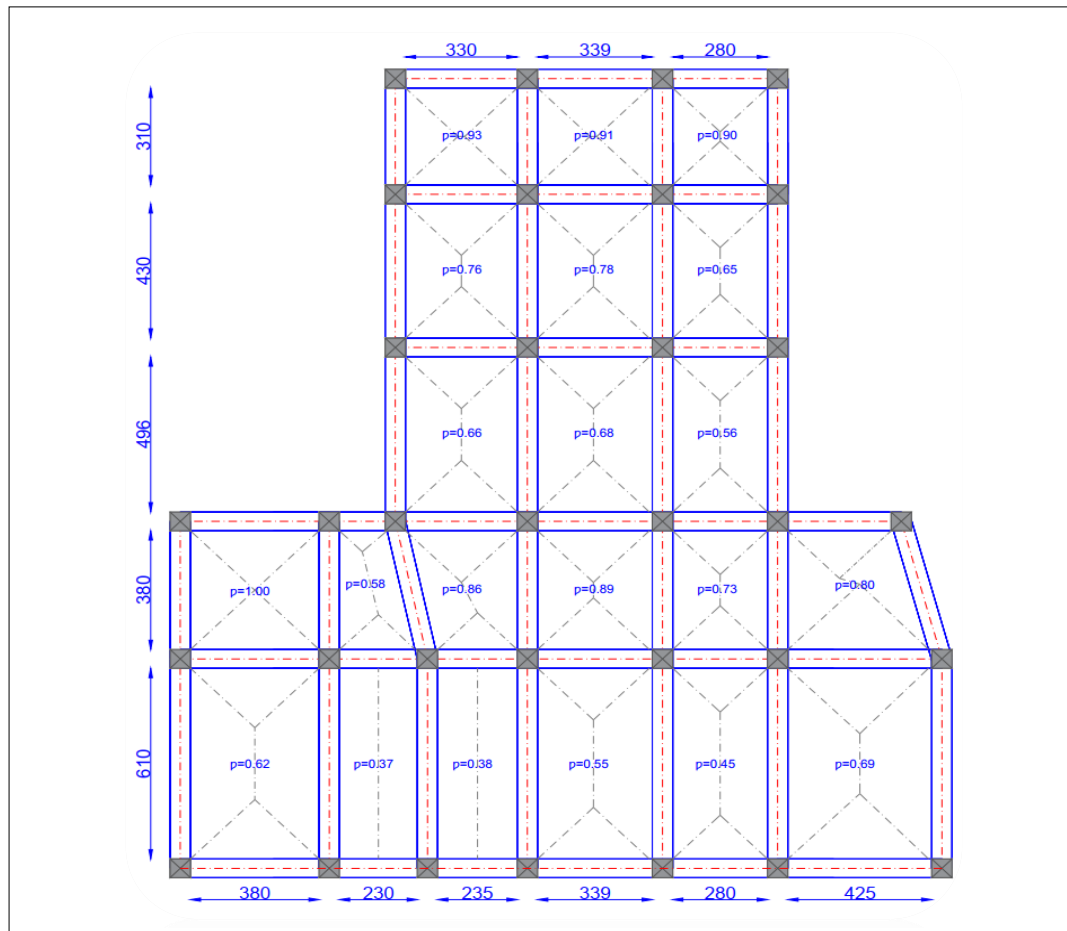


Figure VI. 8. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Méthode de calcul :

✓ **Charges triangulaires :**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

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).

- Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

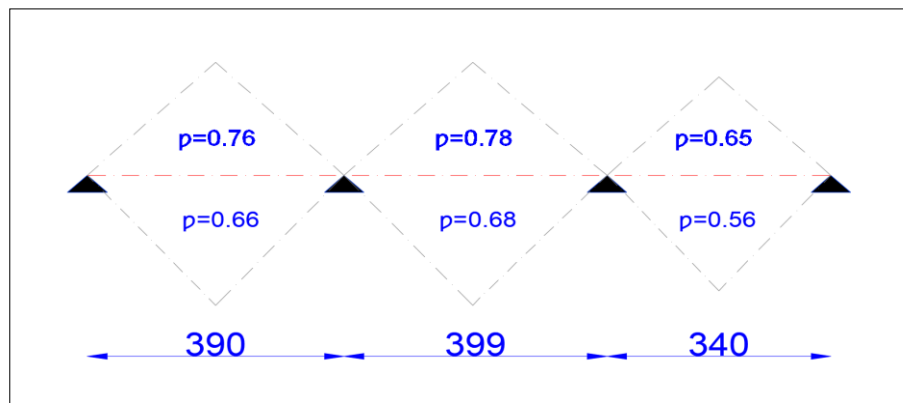
✓ **Sens X-X :**

Figure VI.9. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

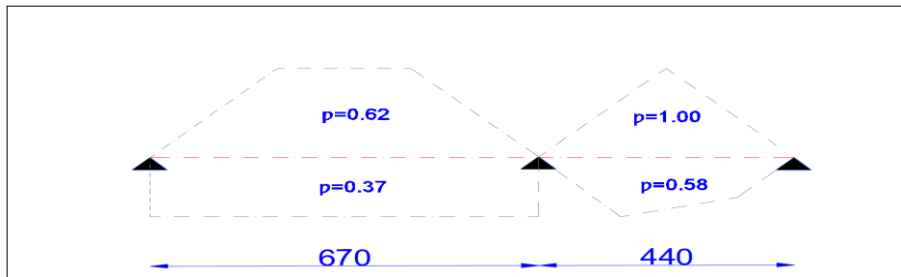


Figure VI.10. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 61669.23 - 1.35 \times 4292.34 = 55874.57 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 44933.63 - 4292.34 = 40641.29 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{55874.57}{535} = 104.43 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{40641.29}{535} = 75.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
q_m^u (KN/m)	229,75	236,01	194,94
q_m^s (KN/m)	167,11	171,67	141,79
q_v (KN/m)	172,31	177,01	146,20

Tableau VI.8. Les chargements sur les travées sens X-X.

Sens Y-Y :

Chargement	Travée 1	Travée 2
q_m^u (KN/m)	229,75	277.42
q_m^s (KN/m)	167,11	201.79
q_v (KN/m)	172,31	335.32

Tableau VI.9. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

VI.7.1. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{\text{ner}}^U = 1.35 \times b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.60 \times 1.1 \times 25 = 22.275 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ner}}^S = b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 1.10 \times 25 = 16.50 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :✓ **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.30	229,75	0	-253,691	1,315	299,86	198,763
B-C	3.39	236,01	-253,691	-278,298	1,664	338,92	73,148
C-D	3.80	194.94	-278,298	0	2,276	338,09	226,475

Tableau VI.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

✓ **L'ELS :**

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.30	167,11	0	-184,526	1,315	218,10	144,571
B-C	3.39	171.67	-184,526	-202,423	1,664	246,52	53,213
C-D	3.80	141.79	-202,423	0	2,276	245,91	164,726

Tableau VI.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Sens Y-Y :✓ **A l'ELU :**

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	6.10	229,75	0	-849,083	2,444	686,248	1026,44
B-C	4.40	270.42	-849,083	0	2,896	313,931	604,16

Tableau VI.12. Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

✓ **A l'ELS :**

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	6.10	167.11	0	-617,592	2,444	746,59	499,144
B-C	4.40	201.79	-617,592	0	2,896	439,46	228,352

Tableau VI.13. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

VI.7.2. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1.10\text{m} ; h_0 = 0.4\text{m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

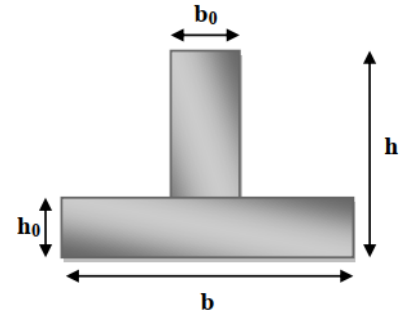


Figure VI.11. Schéma des nervures.

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{3.90}{2}; \frac{3.10}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(1.95; 0.31)$$

Donc : $b \leq 1.127\text{m}$ soit $b=1.127\text{m}$

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{6.10}{2}; \frac{2.85}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(3.05; 0.285)$$

Donc : $b \leq 1.22\text{m}$ soit $b=1.22\text{m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

- Remarque : on a pris le les A_{adop} plus important que A_{cal} pour vérifier les contrainte :

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Choix des barres
X-X	Travée	226.475	6.27	14.28	24.13	12HA16
	Appui	-278.29	7.73	14.28	24.13	12HA16
Y-Y	Travée	1026,44	28.90	15.46	30.9	06HA16+06HA20
	Appui	-849,083	23.67	15.46	30.9	06HA16+06HA20

Tableau VI.14. Calcul des ferrailages.

- Vérification nécessaire :

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$

$$\text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{398.74 \times 10^{-3}}{1 \times 1.05} = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{(Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{909.92 \times 10^{-3}}{1 \times 1.05} = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{398.74 \times \left(\frac{1.127 - 0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.05 \times 0.4 \times 1} = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{909.92 \times \left(\frac{1.22 - 0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.05 \times 0.4 \times 1} = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
X-X	Travée	164.70	22,96	2890819,78	1.30 < 15	Vér	70.11 < 201.63	Vér
	Appui	-202.40	22,96	2890819,78	1.63 < 15	Vér	86.16 < 201.63	Vér
Y-Y	Travée	505.648	24,70	3601504,78	3.42 < 15	Vér	166.91 > 201.63	Vér
	Appui	-688.4	24,70	3601504,78	4.22 < 15	Vér	206,51 > 201.63	N. Vér

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
Y-Y	Appui	-688.4	2.28	0.35	37.02	37.70	12HA20

Tableau VI.16. Calcul des armatures à l'ELS.

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right] \leq 21.42 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 74.3 \text{ cm}$$

$$\left(3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 44.4 \text{ cm} \right.$$

Soit : S_t = 20 cm

Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (60 \times 110) = 13.20\text{cm}^2$$

Soit : 8HA 16 = 16.08 cm²

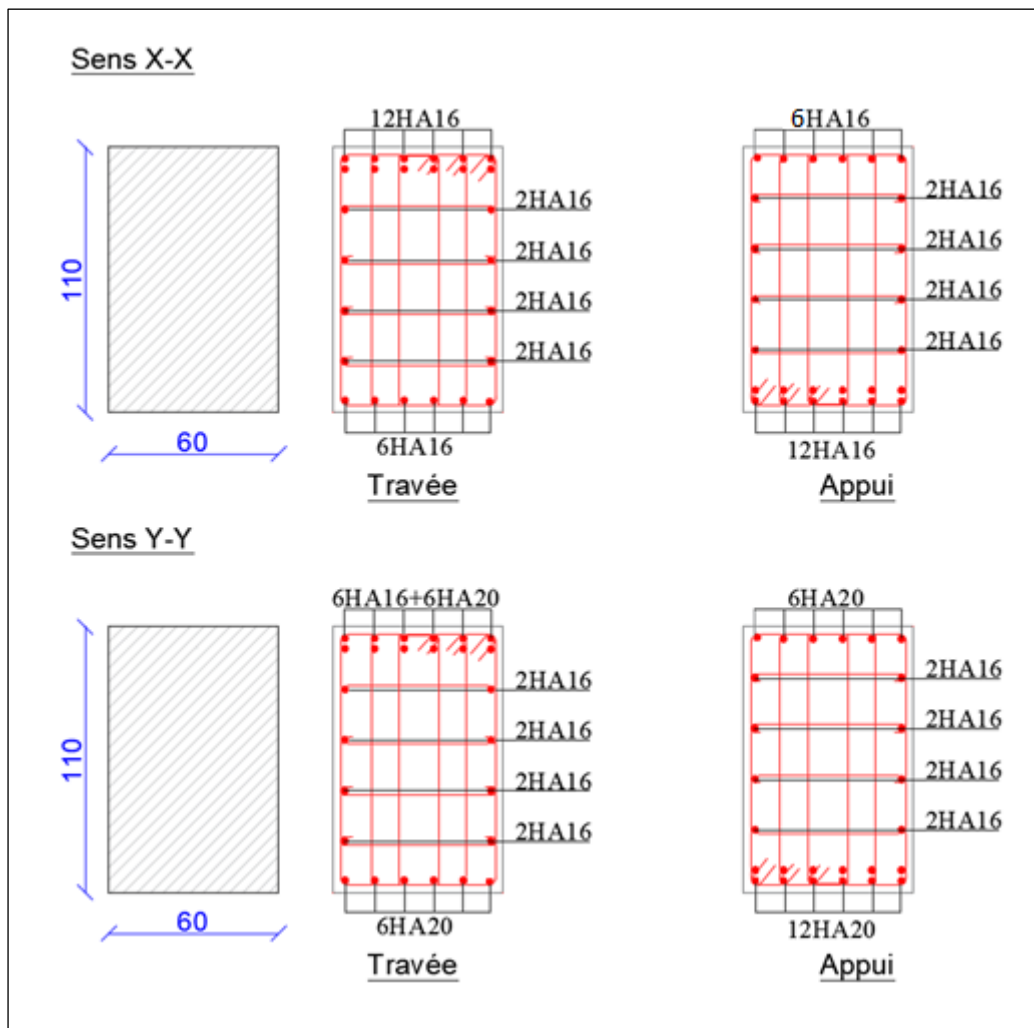
❖ Schémas de ferrailage :

Figure VI.12. Ferrailage des nervures.

VI.8. Etude du voile périphérique :**Introduction :**

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.8.1. Dimensionnement des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 4 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 6.1 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.8.2. Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.30 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.57 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 13^\circ \end{array} \right.$$

VI.8.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 47.93 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge:**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

VI.8.4. Ferrailage du voile périphérique :

- Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- ✓ **A l'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6.33 = 9.495 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 47.93 + 1.5 \times 6.33 = 74.20 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 58.02 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 58.02 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} l_x = 4.00 \text{ m} \\ l_y = 6.1 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{6.10} = 0.65 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 69.71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 25.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 59.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 21.41 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -34.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	59.29	0.14	0.19	0.15	10.87	2	6HA16 = 12.06
	Y-Y	27.38	0.05	0.06	0.165	3.72	2	4HA12 = 4.52
Appui		-44.57	0.085	0.11	0.16	6.17	2	5HA12 = 5.65

Tableau VI.17. Ferrailage des voiles périphériques.

Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.8.5. Vérifications :

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.65 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.83 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 77.36 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 133.26 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **A L'ELS :**

- Calcul des moments :

On a : $\rho = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 47.43 + 6.33 = 53.76 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 6.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 41.90 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 49.90 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 53.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 28.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 45.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 24.01 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -26.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{cases}$$

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	47.87	6.22	29043,18	7.37 < 15	Vér	254.93 > 201.63	N.vér
	y-y	24.01	3.88	10330.80	7.60 < 15	vér	340.35 > 201.63	N.vér
Appui		-26.98	3.88	10330.80	3.98 < 15	vér	308.69 > 201.63	N.vér

Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	A	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t
Travée	X-X	47.87	7.86	0.31	14.71	15.39	10HA14	10
	Y-Y	24.01	4.12	0.31	7.38	7.70	5HA14	20
Appui		-26.98	4.63	0.31	8.29	9.24	6HA14	17

Tableau VI.19. Calcul des armatures à l'ELS.

VI.8.6. Schéma de Ferrailage du voile périphérique :

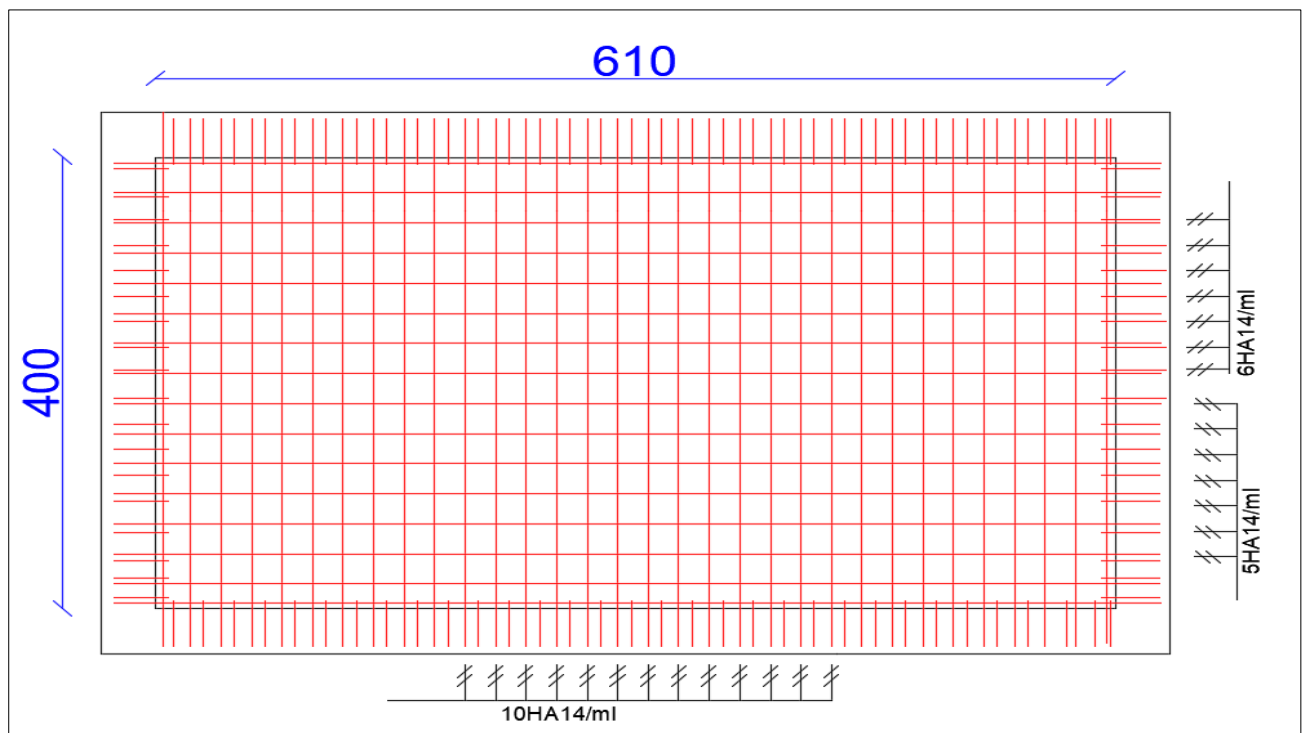


Figure VI.14. Ferrailage du voile périphérique


Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS.

Cette étude a aussi nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

- . La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- . La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier; acrotère) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- . La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de Poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 8^{eme} étages) sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



ANNEX

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	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	14.7	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



MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(MENUISERIE)

BATIMENT "H-I"

VUE EN PLAN
FONDATION

Titre du projet:

98 Logts Promotionnels
et 16 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP333bL
Ville:Bejaia
Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

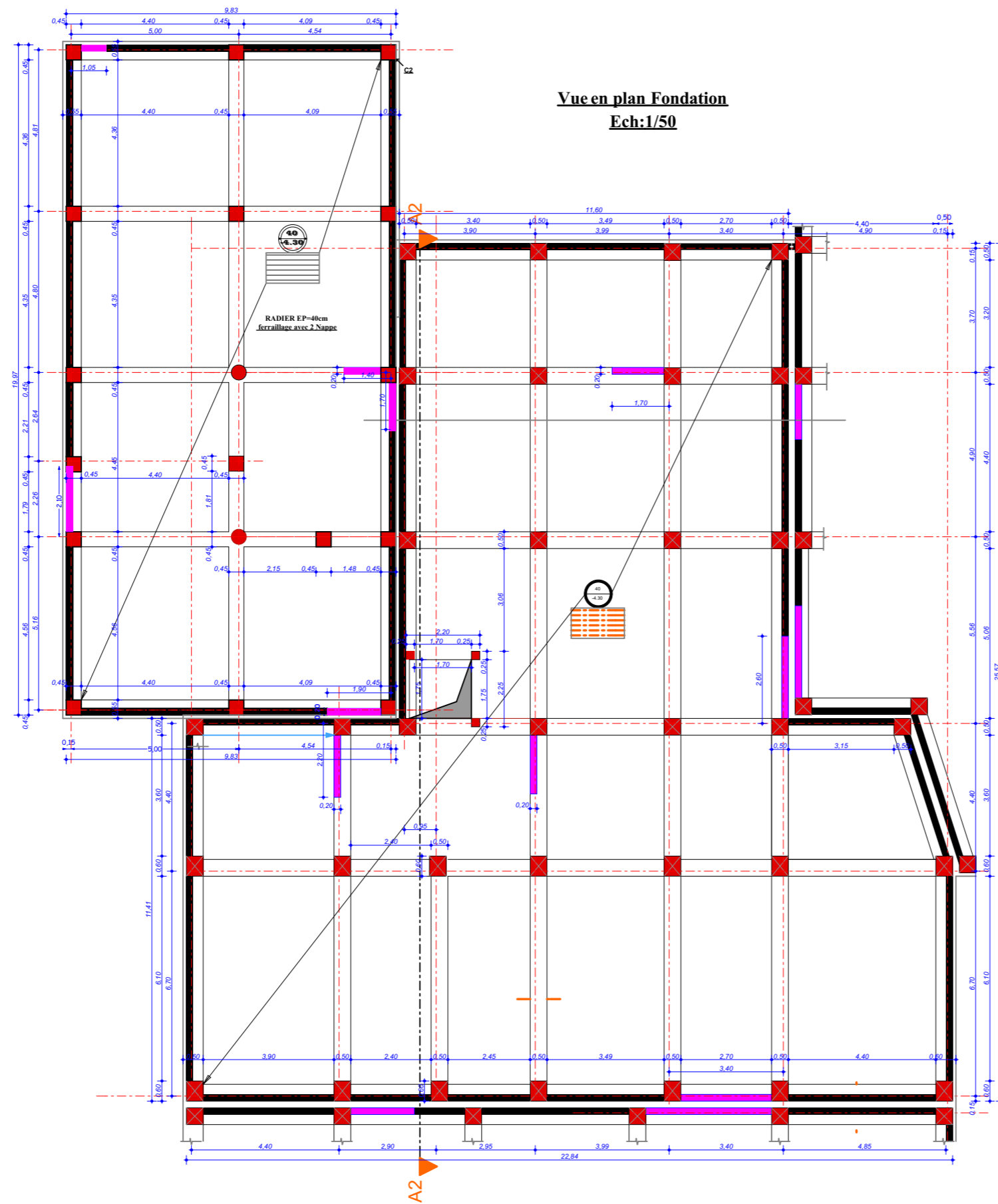
SARL
SIGLI IMMOBILIERE

DATE

Elaboré le : 26 Septembre 2013

Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	01





DOSSIER D'EXECUTION
(MENUISERIE)

BATIMENT "H-I"

VUE EN PLAN
SOUS SOL

Titre du projet:

98 Logts Promotionnels
et 16 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54.55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP333bl
Ville:Bejaia
Niveau:1 BP 33 Liberté,
Pays:Algerie
Ville:Bejaia, Code Postal:06000,Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

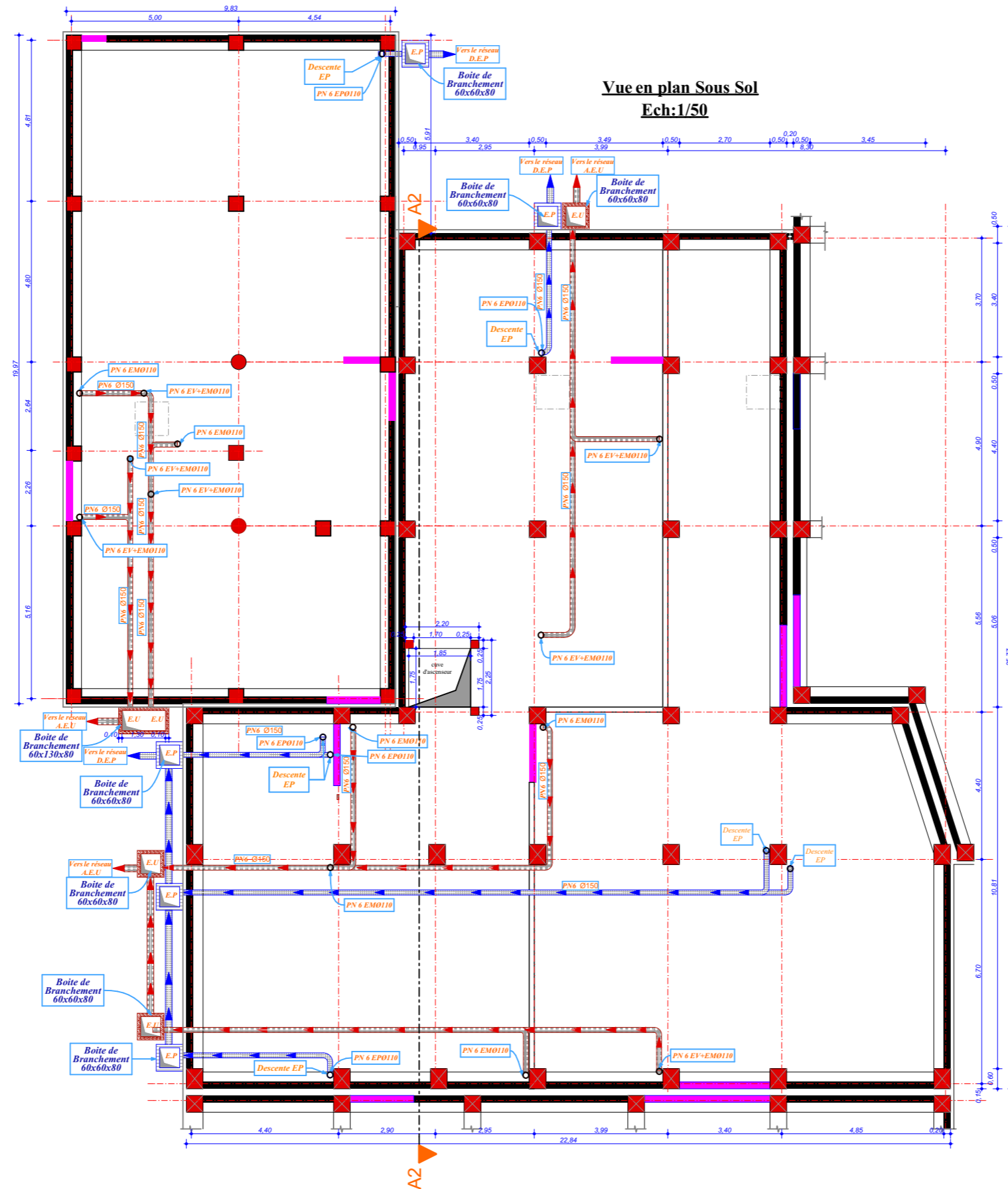
SARL
SIGLI IMMOBILIERE

DATE

Elaboré le : 26 Février 2014

Modifié le :

Revisiion:	Echelle:	N° de plan:
	1/150	02



MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

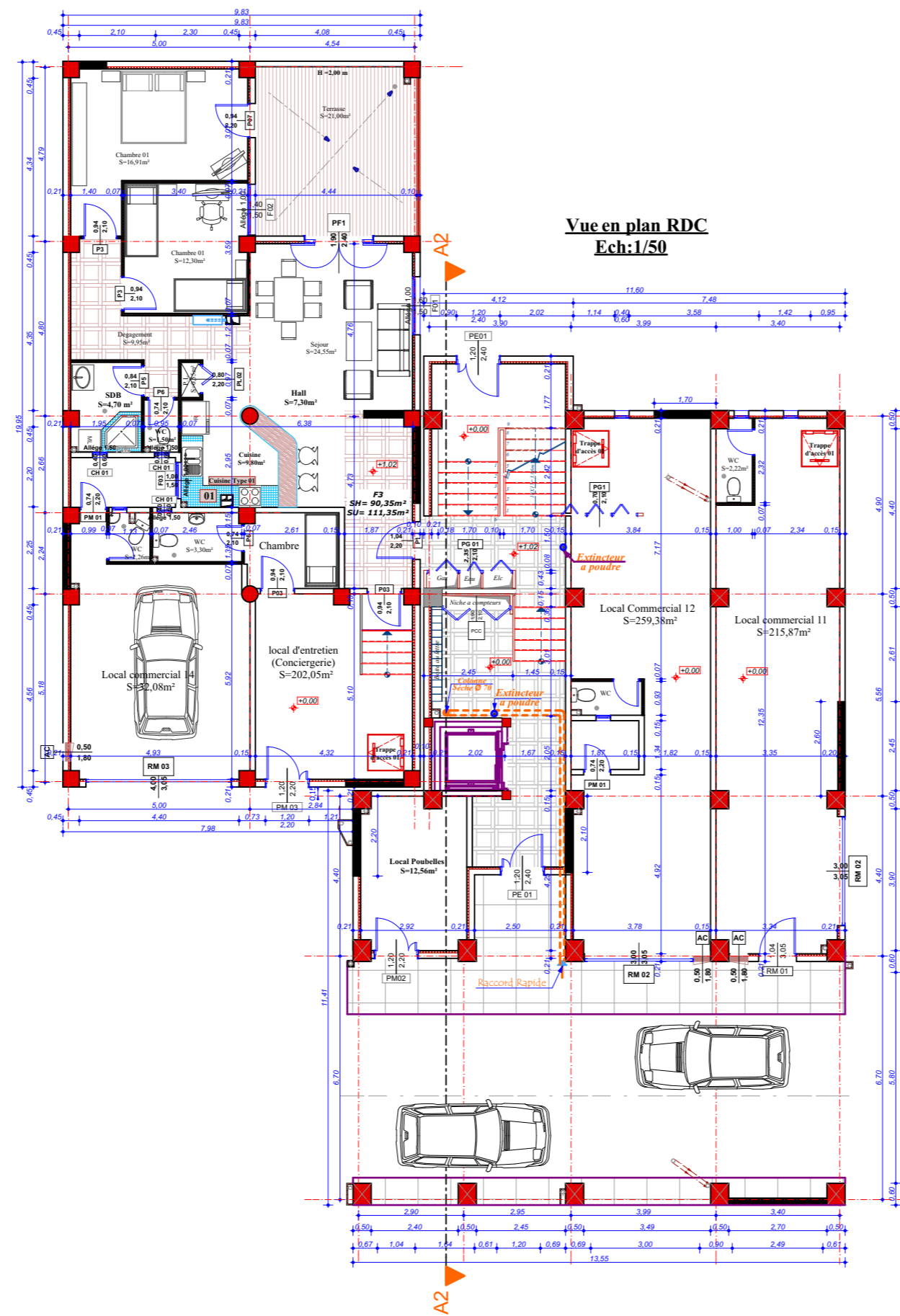
RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(REPERAGE MENUISERIE)

BATIMENT "H-I"

VUE EN PLAN RDC



Titre du projet:
99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:

BART
Société d'Architectes
Société d'architectes

Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP333bL
Ville:Bejaia
Pays:Algeria
Code Postal:06000

Promoteur:
**SARL
SIGLI IMMOBILIERE**

DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014
Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	03

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

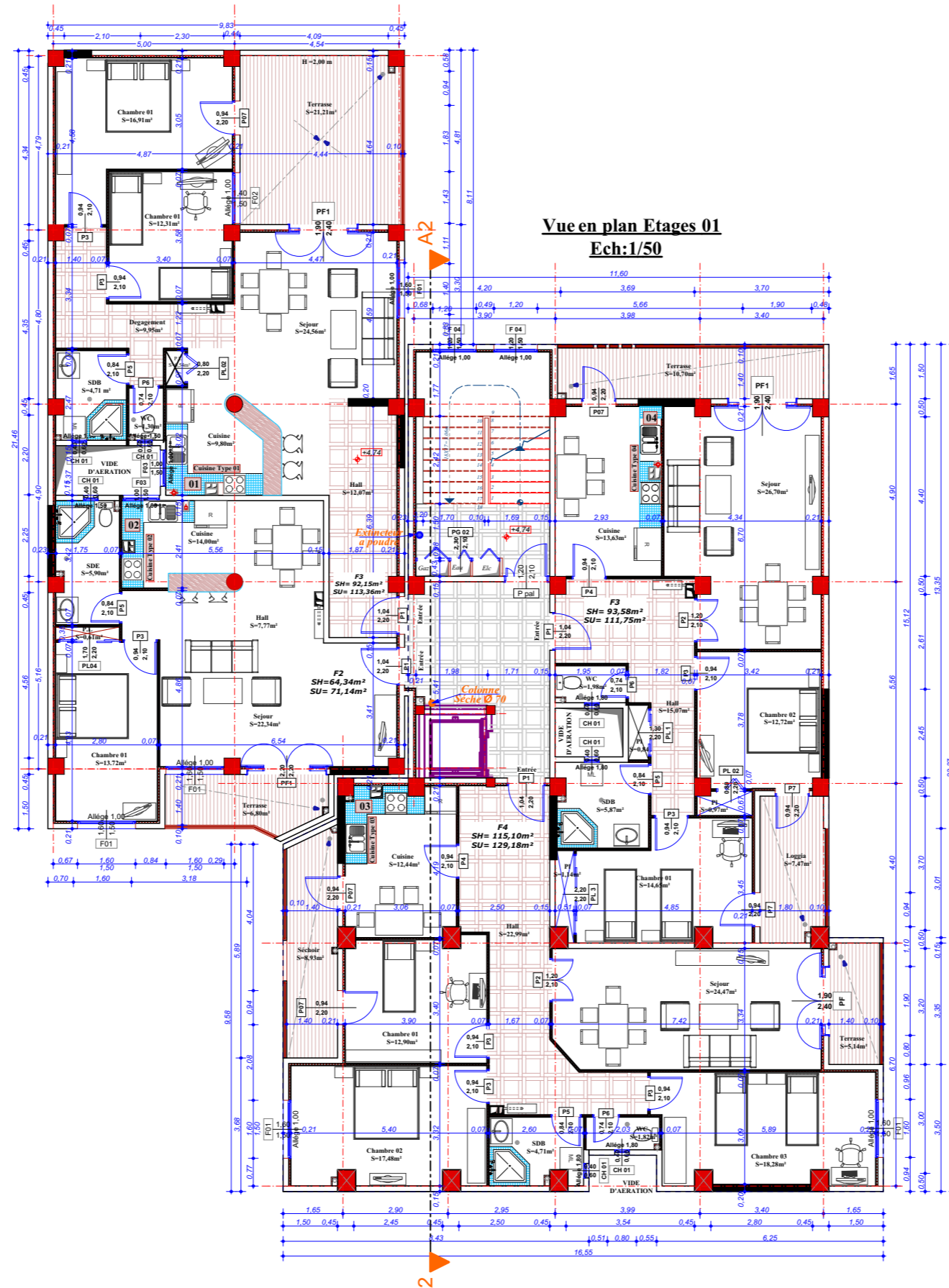
RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(REPERAGE MENUISERIE)

BATIMENT "H-I"

VUE EN PLAN
ETAGE 01



Titre du projet:

99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP33bL
Ville:Bejaia
Pays:Algeria
Code Postal:06000

Promoteur:

SARL
SIGLI IMMOBILIERE

DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014

Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	04

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

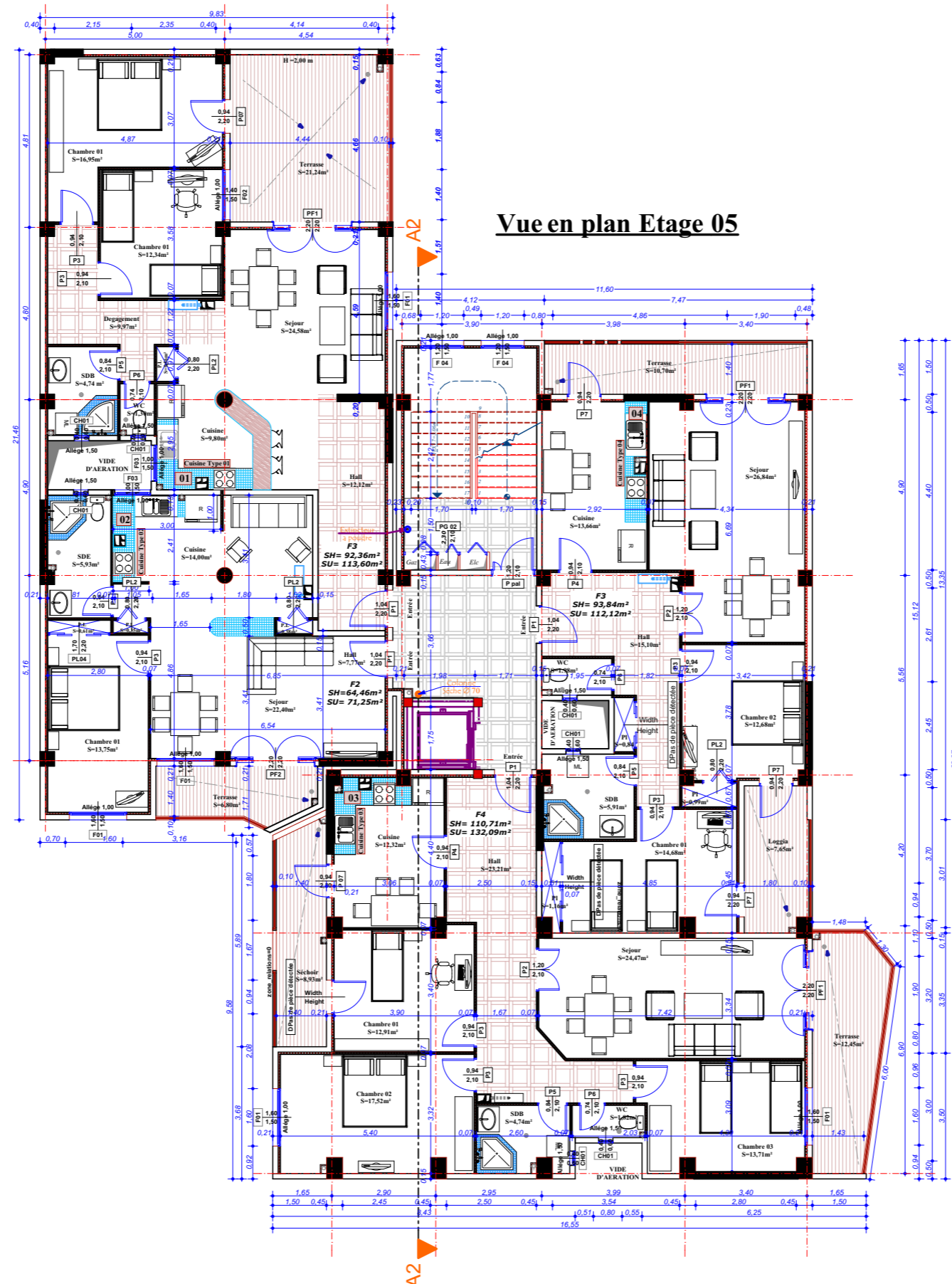
RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(REPERAGE MENUISERIE)

BATIMENT "H-I "

VUE EN PLAN
ETAGE 05



Vue en plan Etage 05

Titre du projet:

99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP33bL
Ville:Bejaia
Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

SARL
SIGLI IMMOBILIERE

DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014

Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	08

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(REPERAGE MENUISERIE)

BATIMENT "H-I"

VUE EN PLAN
ETAGE 06

Titre du projet:

99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP33bL
Ville:Bejaia
Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

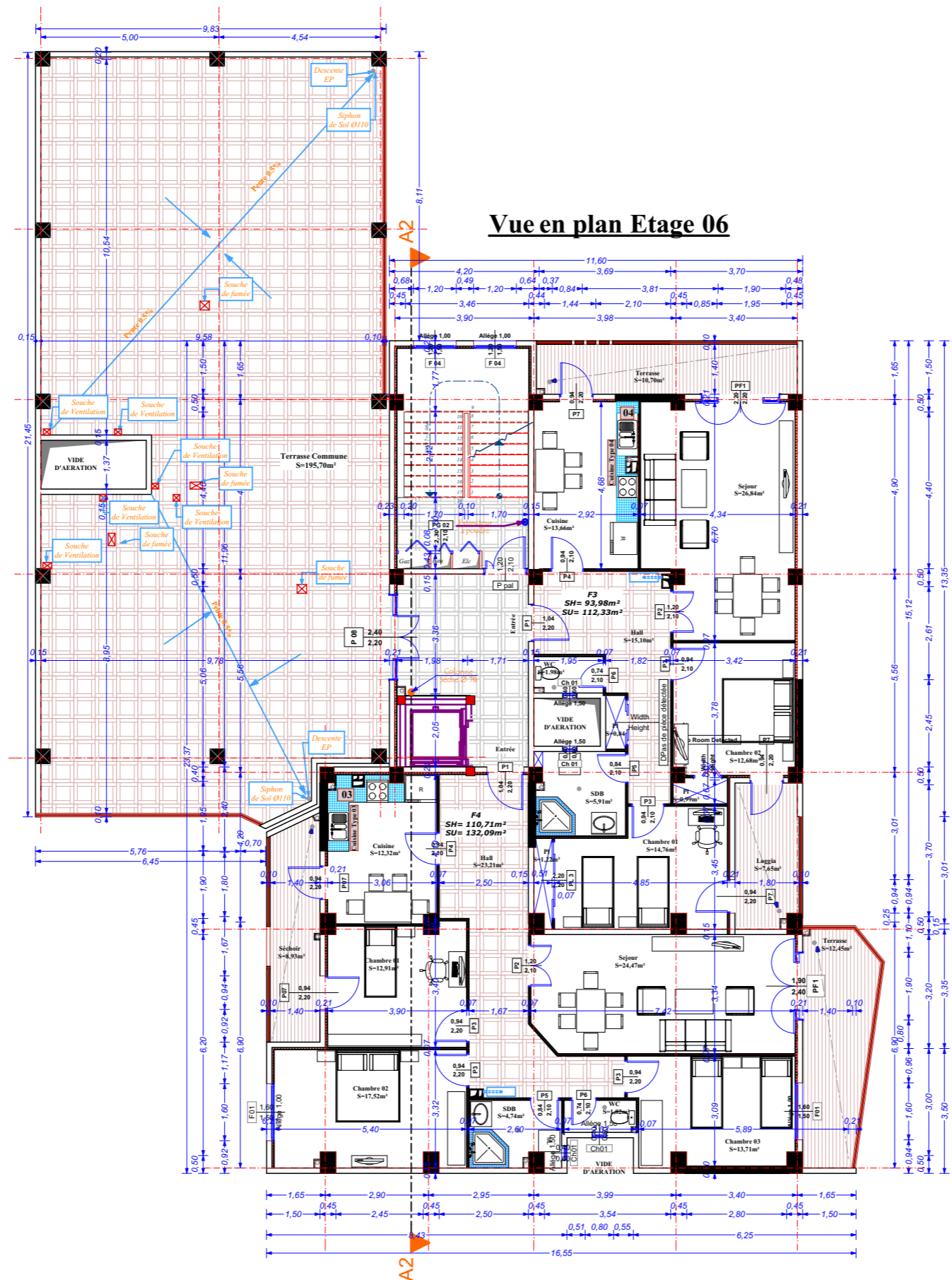
SARL
SIGLI IMMOBILIERE

DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014

Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	09



MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

MENUISERIE

RESIDENCE "LES SALINES"



DOSSIER D'EXECUTION
(REPERAGE MENUISERIE)

BATIMENT "H-I "

VUE EN PLAN
TOITURE

Titre du projet:

99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar

Maitre de l'oeuvre:



Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP33bL
Ville:Bejaia
Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

SARL
SIGLI IMMOBILIERE

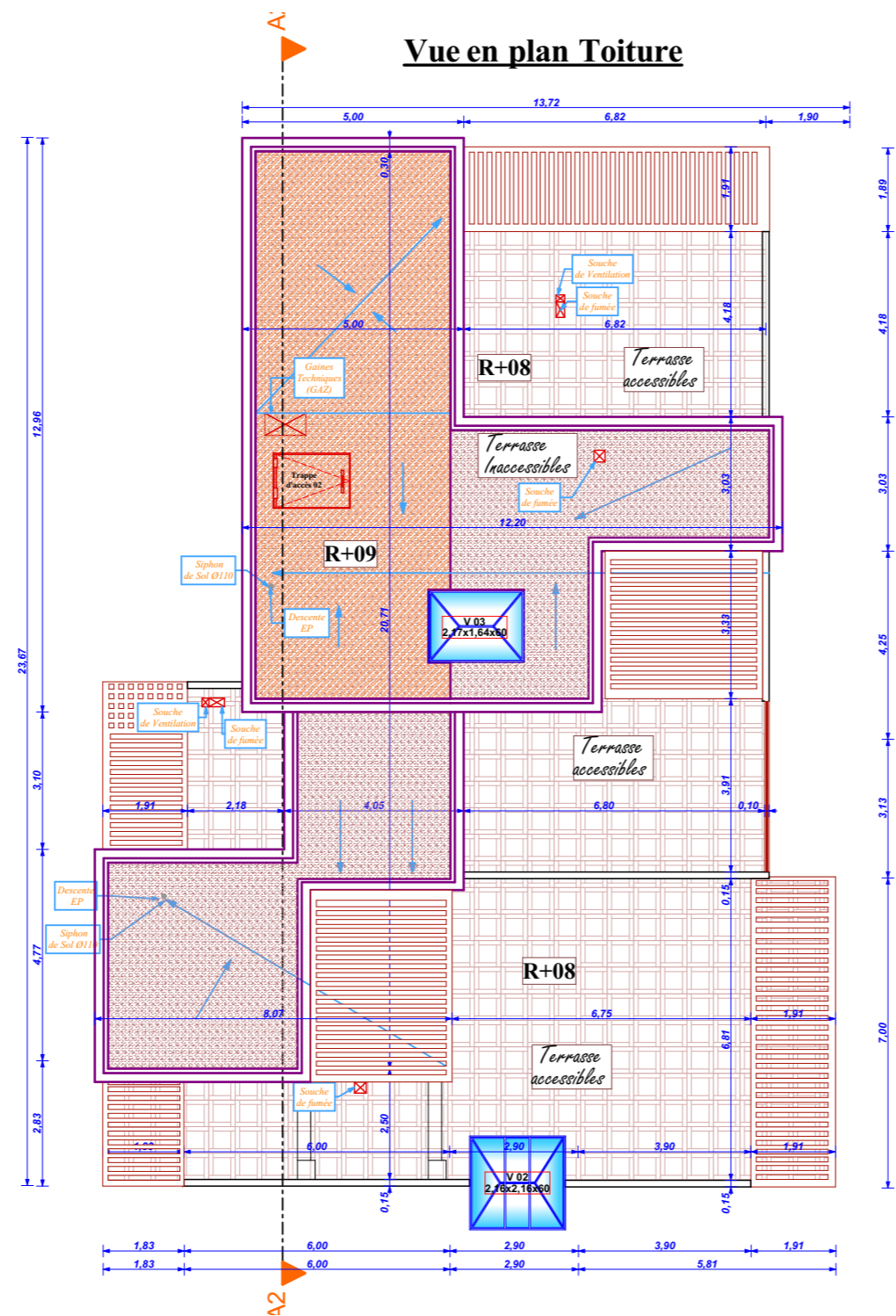
DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014

Modifié le :

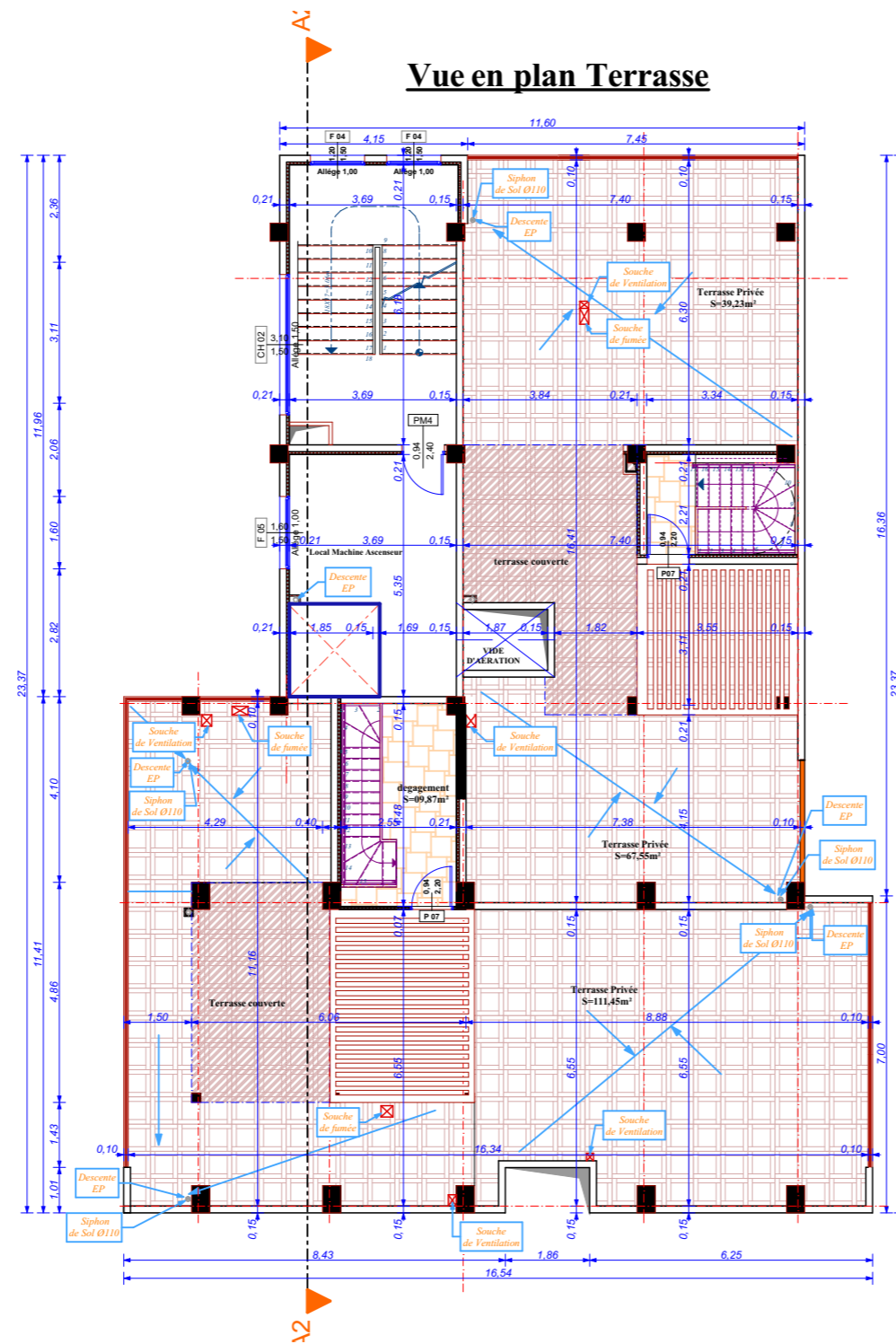
Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	13

Vue en plan Toiture





VUE EN PLAN
TERRASSE



Titre du projet:
**99 Logts Promotionnels
et 20 Locaux de commerce
a sidi ali labhar**

Maitre de l'oeuvre:

Société d'Architectes
Société d'architectes

Rue:H54,55 cité du 18 février,BD KRIM Belkacem-BP33bL
Ville:Bejaia
Pays:Algerie
Code Postal:06000

Promoteur:

**SARL
SIGLI IMMOBILIERE**

DATE

Elaboré le : 02 Fevrier 2014
Modifié le :

Revision:	Echelle:	N° de la planche:
	1/150	12