



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème
Étude d'un bâtiment (R+8+entre-sol) à usage
d'habitation et commerce contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)

Présenté par :

BELHOCINE Faouzi

DIMANE Walid

Encadré par :

M^{me} MEZIANI

Année universitaire **2018/2019**

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour finir ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice **M^{me} MEZIANI**.*

*Nous tenons aussi à remercier également l'ensemble des enseignants de départements **GENIE CIVIL** pour leurs rôles importants dans notre formation.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

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

A mes sœurs

A mes meilleurs amis en particuliers Amar, et à tous ceux qui me sont chère sans exception

A mon encadreur bien sur : « M^{me} MEZIANI » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orientée dans l'élaboration de notre mémoire

A tout la promotion GENIE CIVIL 2019

WALID

Dédicaces

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

A mes frères Sofiane, Krimou, Ghilas, Mourad, Walid

A mes sœurs Cylia, Sabrina et son mari Moustapha

A mes neveux Alycia, Juba

A mes meilleurs amis, et à tous ceux qui me sont chère sans exception

A mon encadreur bien sur : « M^{me} MEZIANI » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orientée dans l'élaboration de notre mémoire

A tout la promotion GENIE CIVIL 2019

FAOUZI

Tableau des matières

I.1. Introduction :	1
I.2. présentation de l'ouvrage	1
I.3. Description architecturale	1
I.4. Données géotechniques du site	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	2
I.6.1. Béton :	2
I.6.2. Aciers :	3
II.1. Introduction	4
II.2. pré dimensionnement des éléments	4
II.2.1. Les planchers	4
II.2.1.1. Planchers à corps creux	4
II.2.1.2. dalles pleines.....	7
II.2.2. Les poutres.....	10
II.2.3. Les voiles.....	11
II.2.4. Les escaliers.....	11
II.2.5. L'acrotère.....	13
II.2.6. Les poteaux.....	13
II.2.6.1. Poids propre des poteaux:.....	14
II.3. Descente de charge	14
II.3.1. Descente de charge sur le poteau (P1).....	14
II.3.1.1. Calcul de la surface afférente	14
II.3.1.2. Poids propre des éléments:	15
II.3.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible:.....	15
II.3.1.2.2. Plancher étage courant, RDC et entre sol:.....	15
II.3.1.2.3. Les poutres :.....	15
II.3.2. Descente de charge sur le poteau (P2).....	17
II.3.2.1. Calcul de la surface afférente	17
II.3.2.2. Poids propre des éléments:	17
II.3.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible:.....	17
II.3.2.2.3. Les poutres :.....	18
II.4: Conclusion	21
III.1. Introduction :	22
III.2. Etudes des planchers	22
III.2.1. Planchers à corps creux	22

Tableau des matières

II.2.1.1. Les poutrelles.....	22
III.2.1.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations	23
III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles	26
III.2.1.1.3. Calcul des sollicitations.....	26
III.2.1.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	29
III.2.1.1.5. Vérification à l'ELU et AL'ELS	31
III.2.1.1.6. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3).....	37
III.2.1.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles	38
III.2.2. Étude des dalles pleines.....	38
III.2.2.1. Exemple de calcul d'une dalle pleine (type D1) à deux appuis perpendiculaires..	39
III.2.2.1.1. Calcul des sollicitations.....	39
III.2.2.1.2. Calcul du ferrailage	39
III.2.2.1.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	40
III.2.2.2. Calcul des sollicitations maximales	41
III.2.2.3. Ferrailage.....	42
III.2.2.4. Vérification des dalles aux états limites (ELU et ELS).....	42
III.2.2.5. Schéma de ferrailage des dalles pleines	43
III.3. Etude des escaliers	44
III.3.1. Escalier du groupe 1	44
III.3.1.1. calcul des sollicitations.....	44
III.3.1.2. Ferrailage.....	45
III.3.1.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	46
III.3.1.4. Schéma de ferrailage	47
III.3.1.5. Etude de la poutre palier.....	47
III.3.1.5.1. Dimensionnement.....	47
III.3.1.5.2. Charges revenant à la poutre palière	48
III.3.1.5.3. Calcul des sollicitations.....	48
III.3.1.5.4. Ferrailage.....	48
III.3.1.5.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	48
III.3.1.5.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière	51
III.3.2. Escalier du groupe 2	51
III.3.2.1. Calcul des sollicitations.....	51
III.3.2.2. Ferrailage.....	52
III.3.2.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	53
III.3.2.4. Schéma de ferrailage	54
III.4. Etude de l'ascenseur.....	54
III.4.1. Définition :	54

Tableau des matières

III.4.2. Les caractéristiques de l'ascenseur.....	54
III.4.3. Etude de la dalle d'ascenseur	54
III.4.3.1. Calcul des sollicitations.....	55
III.4.3.2. ferrailage	56
III.4.3.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	56
III.4.4. Schéma de ferrailage	59
III.5.Calcul des poutres de chaînage	59
III.5.1. Définition	59
III.5.2. Dimensionnement.....	59
III.5.3. Calcul des sollicitations.....	60
III.5.4. Le ferrailage	60
III.5.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	61
III.5.6. Schéma de ferrailage	63
III.6. Étude de l'acrotère	63
III.6.1. Hypothèses de calcul	63
III.6.2. Évaluation des charges et surcharges	63
III.6.3. Calcul des sollicitations.....	63
III.6.4. Ferrailage.....	64
III.6.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)	65
III.6.6. Schéma de Ferrailage	68
IV.1. Introduction	74
IV.2. Méthodes de calcul.....	74
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	74
IV.5.2. Méthode dynamique.....	77
IV.5.2.1. Méthode d'analyse Spectrale modale	77
IV.6. Modélisation de la structure par ETABS 2016	78
IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement	78
IV.6.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	80
IV.7. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	82
IV.8. Conclusion	87
V.1. Introduction	88
V.2. Etude des poteaux.....	88
V.2.1. Recommandations	88
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	90
V.2.3. Calcul du ferrailage	90
V.2.4. Vérifications nécessaires	92
V.3. Etude des poutres.....	96
V.3.1. Recommandations du RPA 99/2003	96

Tableau des matières

V.3.2 .1. Sollicitations de calcul.....	97
V.3.2.2. Les armatures longitudinales.....	97
V.3.2.3. Les armatures transversales.....	98
V.4. Étude des voiles.....	105
V.4.1. Introduction	105
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003	106
V.4.3. Le ferrailage :	107
V.4.5. Schéma de ferrailage	109
V.5. Conclusion.....	109
VI.1. Introduction.....	110
VI.2.choix du type de fondation :.....	110
VI .2.1.Vérification des semelles isolées :	110
VI .2.2 Vérification des semelles filantes :	111
VI .2.3. Vérification de Radier général :	111
VI .2.3.1. Étude La dalle du radier :	114
VI .2.3.2. Calcul des nervures :	117
VI.3. Etude du mur adossé :	121
VI.3.1. Introduction :	121
VI.3.2. Dimensionnement de mur :	121
VI.4. Conclusion :	124

Liste des figures

Figure I. 1.Situation Géographique du projet.....	1
Figure II. 1.Schéma de la disposition des poutrelles.....	4
Figure II. 2:Schéma d'une poutrelle.....	6
Figure II. 3: La coupe d'escalier de type 1.....	11
Figure II. 4: La coupe d'escalier de type 2.....	11
Figure II. 5:Schéma de l'acrotère.....	13
Figure II. 6: Surface afférente de P1.....	14
Figure II. 7: surface afférente de (P2) terrasse.....	17
Figure II. 8: Surface afférente de P2 étage courant.....	17
Figure III. 1 : Evaluation des Moments.....	24
Figure III. 2 : Evaluation des efforts tranchants.....	25
Figure III. 3 : Schéma statique de la poutrelle type 8.....	26
Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	37
Figure III. 5 : Schéma statique de la dalle D1.....	39
Figure III. 6 : Schéma de ferrailage du panneau D1 et D2.....	43
Figure III. 7 : Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	44
Figure III. 8 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle pleine D4.....	44
Figure III. 10 : Schéma statique de l'escalier étages courants, RDC et entre sol (volé 2 et 3).....	44
Figure III. 10 : Schéma statique après la projection Escalier étages courants, RDC et entre sol (volé 2 et 3).....	44
Figure III. 11 : Schéma de ferrailage d'escalier étages courants, RDC et (volé 2 et 3) de l'entre sol.....	47
Figure III. 12 : Schéma statique de la poutre palier.....	47
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	51
Figure III. 14 : Schéma statique escalier de l'entre sol (Volé 1).....	51
Figure III. 15 : Schéma statique après la projection Escalier entre sol (volé 1).....	51
Figure III. 16 : Schéma de ferrailage d'escalier de entre sol (volé 1).....	54
Figure III. 17 : Schéma de l'ascenseur.....	54
Figure III. 18: Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	55
Figure III. 19: Schéma représentant la surface d'impact.....	55
Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	59
Figure III. 21 : Coupe A-A détails de ferrailage.....	59
Figure III. 22: Schéma statique de la poutre de chaînage Type 1.....	59
Figure III. 23: Schéma statique de la poutre de chaînage Type 2.....	59
Figure III. 24 : Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	63
Figure III. 25. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	68
Figure VI. 1.Spectre de réponse.....	78
Figure VI. 2. : Disposition des voiles de contreventement.....	79
Figure VI. 3. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	79
Figure VI. 4. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).....	80
Figure VI. 5. Mode 3 (Translation suivant l'axe Z-Z).....	80
Figure V. 1. Section d'un poteau.....	94
Figure V. 2. Schéma de ferrailage poteau entre sol.....	96

Liste des figures

Figure V. 3. Schéma de ferrailage poutre principal étage courant.....	102
Figure V. 4. Répartition des moments dans les zones nodales	102
Figure V. 5. Schéma de ferrailage voile sens YY	109
Figure VI. 1. Semelle filante de fondation	111
Figure VI. 2. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	117
Figure VI. 3. Charges transmises aux nervures principales du radier.....	118
Figure VI. 4. Charges transmises aux nervures secondaires du radier.....	118
Figure VI. 5. Schéma des nervures	119
Figure VI. 6. Schéma de ferrailage des nervures du radier sens XX	121
Figure VI. 7. Répartition des contraintes sur le mur	122
Figure VI. 8. Ferrailage du mur adossé.....	124

Liste des tableaux

Tableau I. 1. Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés.....	3
Tableau II. 1.: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	5
Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant en corps creux.....	5
Tableau II. 3: Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux.....	6
Tableau II. 4: Détermination de la largeur de la table de compression.....	6
Tableau II. 5: évaluation la charge des murs.....	7
Tableau II. 6: Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.	8
Tableau II. 7: Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.	9
Tableau II. 8: Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC en dalle pleine.	9
Tableau II. 9: Evaluation des charges et surcharges du balcon en dalle pleine.....	10
Tableau II. 10: dimensionnement des poutres principales et secondaires.....	10
Tableau II. 11: pré dimensionnement des voiles.....	11
Tableau II. 12: Dimensionnement des escaliers.....	12
Tableau II. 13: Evaluation des charges et surcharges des paliers des escaliers.....	12
Tableau II. 14: Evaluation des charges et surcharges sur les volées de l'escalier.	13
Tableau II. 15: poids propre des poteaux.	14
Tableau II. 16 : Descente de charge sur le poteau (P1).....	15
Tableau II. 17: Descente de charge sur le poteau (P2).....	18
Tableau II. 18: Vérification des poteaux à la compression simple.	20
Tableau II. 19: Résultat de vérification au flambement pour le poteau.....	21
Tableau III. 1 : Les différents Types de poutrelles.....	22
Tableau III. 2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	26
Tableau III. 3 : Sollicitations max de chaque type des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau III. 4 : Sollicitations max de chaque type des poutrelles du plancher étage courant..	28
Tableau III. 5 : Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	29
Tableau III. 6 : Ferrailage des poutrelles.	31
Tableau III. 7 : Vérification de la flèche dans les différents planchers.....	35
Tableau III. 8 : Vérification de la flèche dans la terrasse inaccessible.	37
Tableau III. 9 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	38
Tableau III. 10 : Données des différents types de dalle pleine.	39
Tableau III. 11 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	42
Tableau III. 12 : Calcul du ferrailage à l'ELU.....	42
Tableau III. 13 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU.....	42
Tableau III. 14 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau III. 15 : Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines.....	43
Tableau III. 16 : Calcul des sollicitations dans l'escalier du groupe 1.....	45
Tableau III. 17 : Calcul du ferrailage dans l'escalier du groupe 1.....	46
Tableau III. 18 : Vérification des contraintes dans l'escalier du groupe 1.....	47
Tableau III. 19 : Calcul des sollicitations dans la poutre palière.....	48
Tableau III. 20 : Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	48
Tableau III. 21 : Vérification des contraintes dans la poutre palière.....	50
Tableau III. 22 : Sollicitation à l'E.L.U dans l'escalier de l'entre sol.....	52
Tableau III. 23 : Calcul du ferrailage.....	52
Tableau III. 24 : Vérification des contraintes.....	53
Tableau III. 25 : Ferrailage de la dalle supérieure de l'ascenseur.....	56

Liste des tableaux

Tableau III. 26 : Vérification de l'état limite de compression de béton.....	58
Tableau III. 27 : Vérification des contraintes dans l'acier	58
Tableau III. 28 : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS	58
Tableau III. 29 : Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de chaînage ..	60
Tableau III. 30 : Armatures longitudinales de poutre de chaînage	61
Tableau III. 31 : Vérification les contraintes dans le béton	62
Tableau III. 32 : Vérification les contraintes dans l'acier	62
Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités.....	75
Tableau IV. 2. Périodes et taux de participation	81
Tableau IV. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	81
Tableau IV. 4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	82
Tableau IV. 5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	83
Tableau IV. 6. Vérification de l'effort normal réduit.....	84
Tableau IV. 7. Vérification des déplacements	84
Tableau IV. 8. Vérification de L'effet [P- Δ].....	86
Tableau IV. 9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	86
Tableau IV. 10. Dimensions finales des voiles	86
Tableau V. 1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	89
Tableau V. 2. Sollicitation dans les poteaux	90
Tableau V. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	91
Tableau V. 4. Ferrailage transversales des poteaux	92
Tableau V. 5: Vérification au flambement des différents poteaux.....	93
Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton.....	94
Tableau V. 7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	95
Tableau V. 8. Dimensions de la zone nodale	95
Tableau V. 9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	97
Tableau V. 10. Les armatures longitudinales dans les poutres	98
Tableau V. 11. Vérification des contraintes tangentielles.....	99
Tableau V. 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	99
Tableau V. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	100
Tableau V. 14. Moments résistants dans les poteaux sens (x-x).....	103
Tableau V. 15. Moments résistants dans les poteaux sens (y-y).....	103
Tableau V. 16. Moments résistants dans les poutres.....	103
Tableau V. 17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	105
Tableau V. 18. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux.....	107
Tableau V. 19. Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux.....	108
Tableau VI. 1. Section d'armateur du radier	115
Tableau VI. 2. Vérification des contraintes de radier.	116
Tableau VI. 3. Vérification des nouvelles contraintes du radier.....	116
Tableau VI. 4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	118
Tableau VI. 5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	119
Tableau VI. 6. Résultats de ferrailage des nervures.....	119
Tableau VI. 7. Vérification des contraintes des nervures du radier	120
Tableau VI. 8. Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU	122
Tableau VI. 9. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	123

Liste des symboles

Au : Section d'aciers à l'ELU.
At : Section d'armature transversale.
A : Coefficient d'accélération de zone
B : Aire d'une section de béton.
Br : Section réduite.
B : La largeur (m).
C : Constante de compressibilité.
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
C_r : Cohésion réduite.
D : Diamètre.
D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
F : Force.
F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
F : Coefficient de sécurité = 1.5
G : Action permanente.
H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
H_c : La profondeur critique (m).
I : Moment d'inertie (m⁴)
Q : Charge variable (d'exploitation).
Q : Facteur de qualité .
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
M : Moment en général.
Ma : Moment sur appui.
Mu : Moment de calcul ultime.
Mser : Moment de calcul de service.
Mt : Moment en travée.
Ns : Effort normal de service.
Nu : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.

S_r : Surface du radier (m²).

S_t : Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

a : Une dimension (en général longitudinale) .

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité, épaisseur.

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_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

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

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction

Introduction

L'Algérie est parmi les pays à risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé 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 de sol.

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.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8+entre sol) à usage d'habitation et commerce. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

Le chapitre I consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul, ensuite le chapitre II est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Le chapitre III se résume au calcul statique, ensuite nous entament l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs en utilisant le logiciel ETABS.

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

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

Chapitre I

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner des descriptions du projet à étudier.

I.2. présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+8+entresol à usage multiple (commerce et habitation). Cet ouvrage est implanté dans la ville d'AKBOUwilaya de **BEJAIA** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (*Zone IIa*) selon le règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99/2003), l'ouvrage est situé à quelques dizaines de mètres au Nord Est du lycée HAFSA (Figure I.1).



Figure I. 1.Situation Géographique du projet.

I.3. Description architecturale

- La hauteur du bâtiment (sans acrotère): **32.13m**.
- La hauteur totale du bâtiment: **32.73m**.
- La hauteur entre sol : **4.59m**.
- La hauteur de RDC : **3.06m**.
- La hauteur de chaque étage : **3.06m**.
- Longueur de l'ouvrage : **31.15m**.
- Largeur de l'ouvrage : **17.35m**.

I.4. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus au niveau de laboratoire par le bureau d'étude technique on peut souligner les conclusions et les recommandations d'après le rapport de sol :

- Une contrainte de sol de **1,8 bar**, pour le bloc **D** obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de **1.6m**.
- D'après le rapport du sol, le sol est meubles de classe 3, dont les caractéristiques mécaniques sont estimées à une cohésion **C=0.27 bar** et un angle de frottement **$\varphi = 43^\circ$** .
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation .

I.5. Règlement et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- DTR-BC 2-41 : Document Technique Règlementaire-règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- DTR-BC 2-48 : Document Technique Règlementaire-Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 révisée 2003).
- Document Technique Unifié (DTU) : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 1997).
- DTR-BC2.2 : Document Technique Règlementaire- Charges et Surcharges.
- DTR-BC2.331 : Règles de calculs des fondations superficielles.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.6.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ses principaux constituants sont :

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique. Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 : article B.1.1).

▪ Les granulats

Ces sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue : Les granulats naturels, utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable et les granulats provenant du concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.6.2. Aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

• Les treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou adhérents par soudage de chaque point de croisement.

• Les barres de haute adhérence

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton

Les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés sont résumées dans le tableau I.1.

Tableau I. 1. Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristiques physico-mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : Situation durable	14,2
	Contrainte en situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	348
	FN	201.63

Table des matières

I.1. Introduction :.....	1
I.2. présentation de l’ouvrage.....	1
I.3. Description architecturale.....	1
I.4. Données géotechniques du site.....	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	2
I.6.1. Béton :.....	2
I.6.2. Aciers :.....	3
Tableau I. 1. Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés.....	3
Figure I. 1. Situation Géographique du projet.....	1

Chapitre II

II.1. Introduction

Pour assurer une meilleure stabilité de l’ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ✓ Le pré dimensionnement des éléments composant une structure se fait conformément aux exigences des règles du BAEL 91, CBA 93 et RPA99 version 2003,.
- **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d’appuis).

Pour notre projet, nous optons la disposition des poutrelles montrée sur la figure suivante (Figure II.1):

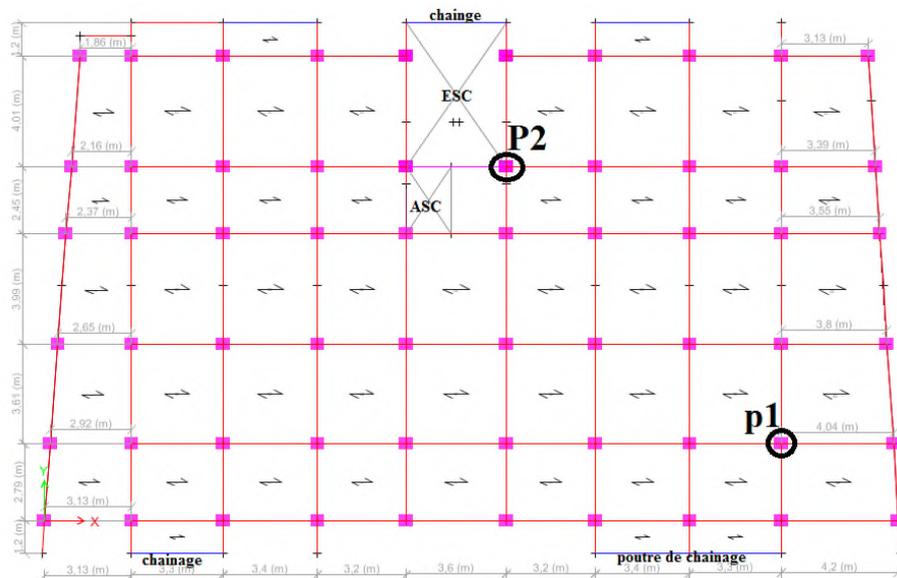


Figure II. 1.Schéma de la disposition des poutrelles

II.2.pré dimensionnement des éléments

II.2.1.Les planchers

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte les charges permanentes (cloisons, revêtements,...) et les surcharges d’exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).

Dans notre projet on trouve des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine.

II.2.1.1.Planchers à corps creux

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n’a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c’est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

La hauteur du plancher (h_t) est conditionnée par le critère de déformation (B.6.8.4.2.4/CBA93) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{420 - 30}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$

Avec :

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

$H_{cc} = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

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

Donc on adopte un plancher de hauteur de ($h_t = H_{cc} + h_0 = 16+4$) = **20cm**.

➤ **Evaluation des charges et des surcharger du plancher à corps creux**

Tableau II. 1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Isolation thermique	0.015	18	0.27
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Planches à corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent G				6.66
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant en corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Cloison	0.10	09	0.90
5	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
7	Enduit en plâtre	0.020	10	0.20
Charge permanent G				5.51
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II. 3:Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Planches à corps creux (16+4)	0,2	/	2,80
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				6,43
Charge d'exploitation Q				1,5

➤ **Les Poutrelles :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- Pré dimensionnement des poutrelles. **CBA93 (article A.4.1.3)**

Tableau II. 4: Détermination de la largeur de la table de compression.

L_x (cm)	L_y (cm)	$b_0=(0.4 \text{ à } 0.6)h_t$ (cm)	$b_1 \leq \min\left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right]$ (cm)	$b = 2b_1 + b_0$ (cm)
60-12=48	186 -30=156	$b_0 = (8 \text{ à } 12) = 12$	$b_1 \leq \min[24;15.6] = 15.6$	$b=2*15.6+12=43.2$

Avec L_x : la distance entre deux nervures successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

Soit : $\begin{cases} b = 45\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ h_t = 20\text{cm} \end{cases}$

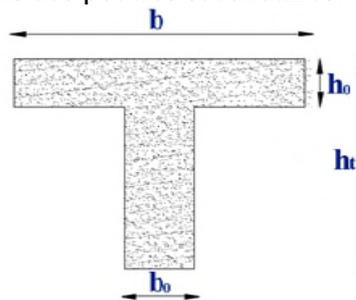


Figure II. 2:Schéma d'une poutrelle

❖ **évaluation des charges des murs**

Pour les murs on a deux types mur intérieur et mur extérieur. Les charges sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau II. 5: évaluation la charge des murs.

Type de mur	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
murs extérieurs	Brique creuse	10	9	0,9
	Brique creuse	15	9	1,35
	Enduit extérieur en ciment	1,5	18	0,27
	Enduit intérieur en ciment	1,5	18	0,27
Charge permanente totale				G = 2.79
murs intérieurs	Brique creuse	10	9	0,9
	Enduit extérieur en ciment	1,5	18	0,27
	Enduit intérieur en ciment	1,5	18	0,27
Charge permanente totale				G = 1.44

II.2.1.2.dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux (2) ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. critère de résistance à la flexion (BAEL):

- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur deux ou quatre appuis perpendiculaires (\perp).
- $e \geq Lx/20$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles ($//$).
- $Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

Lx : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

Ly : est la grande portée de la dalle.

b. coupe-feu :

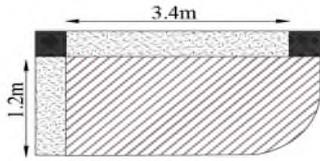
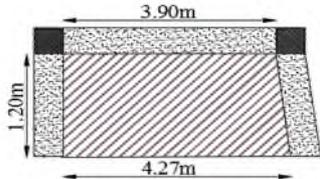
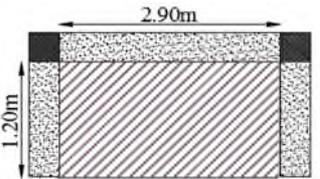
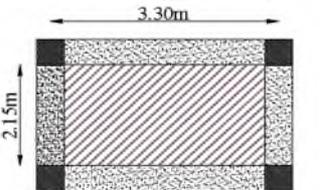
- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 14\text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu (BAEL91).

c. Isolation phonique

$e \geq 14\text{cm}$ Selon les règles (CBA93) (n'est pas valable pour un balcon).

A partir des plans architecturaux des différents niveau de notre structure, les panneaux les plus sollicités sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.

Type de panneau	Schéma de la dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Mode de Fonction	critère de résistance	l'épaisseur de la dalle « e » (cm)
Dalle (D1) sur(2) appuis (balcon)		$\rho = 0.35$ < 0.4	La dalle travaille suivant un seul sens	$\frac{L_x}{35} \leq e$ $\leq \frac{L_x}{30}$ $3.3 \leq e \leq 4$	e =3.5
Dalle (D2) sur(3) appuis (balcon)		$\rho = 0.28$ < 0.4	La dalle travaille suivant un seul sens	$\frac{L_x}{35} \leq e$ $\leq \frac{L_x}{30}$ $3.4 \leq e \leq 4$	e=3.5
Dalle (D4) sur (3) appuis		$\rho = 0.41$ > 0.4	La dalle travaille suivant deux sens	$\frac{L_x}{45} \leq e$ $\leq \frac{L_x}{40}$ $2.6 \leq e \leq 3$	e=2.5
Dalle (D3) sur(4) appuis (ascenseur)		$\rho = 0.65$ > 0.4	La dalle travaille suivant deux sens	$\frac{L_x}{45} \leq e$ $\leq \frac{L_x}{40}$ $4.8 \leq e \leq 5.4$	e =5

A partir des conditions d'isolation phonique et de coupe-feu on fixe l'épaisseur des dalles pleines à 15cm.

Remarque: Tous les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **Evaluation des charges et des surcharger du plancher à dalle pleine**

Tableau II. 7: Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Isolation thermique	0.015	18	0.27
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Planches à dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent G				7.61
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II. 8: Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC en dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Cloison	0.10	09	0.90
5	Planche à dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
7	Enduit en plâtre	0.020	10	0.20
Charge permanent G				6.46
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II. 9: Evaluation des charges et surcharges du balcon en dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Planche à dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.18
Charge d'exploitation Q				3.5

II .2.2.Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

➤ Critère de la flèche: $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec **L** : la longueur maximale de la poutre adoptée entre nus d'appuis.

➤ Conditions imposées par le **RPA99** (version2013)[**ART7. 5. 1**]:

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} & \rightarrow \text{la largeur de la poutre} \\ h \geq 30\text{cm} & \rightarrow \text{la hauteur de la poutre} \\ h/b \leq 4 & \end{cases}$$

Le dimensionnement des poutres est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 10. Dimensionnement des poutres principales et secondaires.

Les éléments	L _{max} (cm)	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ (cm)	dimensionnement		$\frac{h}{b} < 4$ (cm)	Les conditions de RPA99
			b (cm)	h (cm)		
Poutre principales	401-30=371	$24.73 \leq h \leq 37.1$	30	35	1.167	Vérifiées
Poutre secondaire	420-30=390	$26 \leq h \leq 39$	30	35	1.167	Vérifiées

Après les vérifications on adopte les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires : } b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2. \end{cases}$$

II.2.3. Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

L'ossature : L'ouvrage concerné dépasse 17m de hauteur dan la zone considéré pour cela le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3. 4. A. 1. a)** exige un système de contreventement constituée par des voiles et portiques, c'est un système mixte avec justification d'interaction ou par des voiles

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- ✓ $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- ✓ $e \geq h_e / 22$ (2).
- ✓ $L \geq 4 e$ (3).

Avec **he**: Hauteur libre d'étage ; **e**: Epaisseur du voile ; **L**: Longueur du voile.

Tableau II. 11: pré dimensionnement des voiles

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 22$ (cm)
étage courant et RDC	2.71	12.3
entre sol	4.24	19.27

Pour les étages courant et RDC on prend une épaisseur de **15 cm**. Et pour l'entre sol on prend une épaisseur de **20cm**.

II .2.4.Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Pour déterminer le nombre et les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **BLONDEL** qui est donnée par : $59 \leq g + 2h \leq 64$
 Dans notre projet on distingue deux types d'escaliers :

- a) **Type 1** : escaliers à deux volées pour le RDC et les étages courants.
- b) **Type 2** : escaliers à trois volées au niveau de l'entre sol.

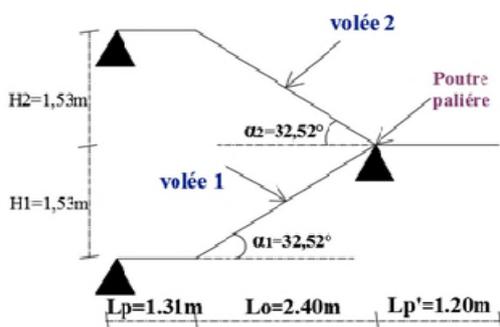


Figure II. 3: La coupe d'escalier de type 1

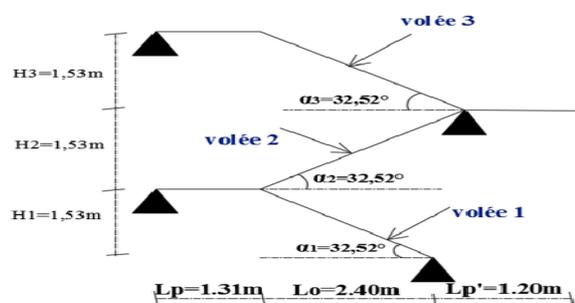


Figure II. 4: La coupe d'escalier de type 2

➤ **Le nombre des marches :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \dots\dots\dots(1) \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots(2)$$

n: nombre de contre marche ; n-1 : nombre de marche ; h : hauteur de la contre marche.

g : le giron ; H : hauteur de la volée ; L₀ : longueur projeté de la volée.

Soit: $g+2h=64\text{cm} \rightarrow(03)$

On remplace (01) et (2) dans (03) on obtient l'équation $0.64n^2 - 6.12n + 3.06 = 0$

Après résolution, on trouve : n = 9 contres marches et n-1 = 8 nombre de marches.

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

On dimension la paillasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad \text{Avec: } L=L_v + L_p + L_p', \quad \text{et} \quad L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12: Dimensionnement des escaliers.

Cages d'escaliers	volées	L _p (m)	L ₀ (m)	L' _p (m)	L _v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n-1	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Type 1	1	1.31	2.4	1.20	2.85	1.53	5.36	32.52	8	17	30	18
	2	1.31	2.4	1.20	2.85	1.53	5.36	32.52	8	17	30	18
Type 2	1	1.31	2.4	/	2.85	1.53	4.16	32.52	8	17	30	18
	2	1.31	2.4	1.65	2.85	1.53	5.36	32.52	8	17	30	18
	3	1.31	2.4	1.2	2.85	1.53	5.36	32.52	8	17	30	18

➤ **Evaluations des charges et surcharges des paliers et volées des escaliers**

Tableau II. 13: Evaluation des charges et surcharges des paliers des escaliers

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Paillasse	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.93
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II. 14: Evaluation des charges et surcharges sur les volées de l’escalier.

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfacique "G" (KN/m²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.22
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.22
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Paillasse		$0.18/\cos(\alpha)$	25	5.34
5	Enduit de ciment		0.015	18	0.27
Charge permanent G					8.72
Charge d'exploitation Q					2.5

II.2.5.L’acrotère

L’acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d’empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Il sert aussi l’accrochage des matériaux de travaux d’entretien des bâtiments. L’acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

➤ Evaluations des charges et surcharges :

Acrotère de la terrasse inaccessible:

Soit (S) la section de l’acrotère ;

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

***Poids propre:** $G = \gamma_b \times S \times 1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/m}$

***Enduit de ciment :** $G = \gamma_c \times e = 18 \times 0.03 = 0.54 \text{ KN/m}$

La charge Permanente totale estimée à : $G = 2.253 \text{ KN/ml}$.

La charge d’exploitation est : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2.)

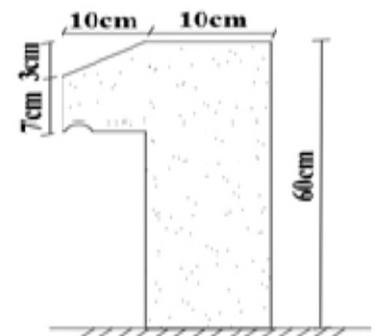


Figure II. 5:Schéma de l’acrotère

II.2.6.Les poteaux

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Le pré dimensionnement s’effectue selon le critère de résistance à la compression centrée en suivant les règles du **B.A.E.L91** (art B.8.4, 1). Le calcul de l’effort normal est basé sur la descente de charge avec application de la loi de dégression des charges d’exploitations. Après cette vérification, les poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme ainsi qu’aux conditions prescrites dans le RPA99/2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en satisfaisant les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- ✓ $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

Tel que : h_e : Hauteur libre de l'étage.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Entre sol, RDC= $(h*b) = (50*45) \text{ cm}^2$.
- 1^{eme}, 2^{eme} étage = $(h*b) = (45*40) \text{ cm}^2$.
- 3^{eme}, 4^{eme} étage = $(h*b) = (40*35) \text{ cm}^2$.
- 5^{eme}, 6^{eme} étage = $(h*b) = (35*30) \text{ cm}^2$.
- 7^{eme} ; 8^{eme} étage = $(h*b) = (30*30) \text{ cm}^2$.

II.2.6.1. Poids propre des poteaux:

Avec : $G = 25 * S * H_p$

- ✓ Hauteur de poteaux entre sol : $H_p = 4.59\text{m}$.
- ✓ Hauteur de poteaux RDC et étage courant : $H_p = 3.06\text{m}$.

Tableau II. 15: poids propre des poteaux.

Etages	Entre sol	RDC	1 ^{ere} , 2 ^{eme}	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	5 ^{eme} , 6 ^{eme}	7 ^{eme} , 8 ^{eme}
Section (cm^2)	50 × 45	50 × 45	45 × 40	40 × 35	35 × 30	30 × 30
Surface (m^2)	0.225	0,225	0,18	0,14	0,105	0,09
Poids (KN)	25.82	17.21	13.77	10.71	8.03	6.89

II.3.Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions verticales (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 charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.3.1Descente de charge sur le poteau (P1)

II.3.1.1 Calcul de la surface afférente

Sous G:

$$S_{Gcc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.5 + 1.75)(1.655 * 1.845) = 11.38\text{m}^2$$

Sous Q:

$$S_{Qcc} = S_{Gcc} + 0.3 * (L_{PP} + L_{PS}) = 11.38 + 0.3 * (1.5 + 1.75 + 1.655 + 1.845)$$

$$S_{Qcc} = 13.41\text{m}^2$$

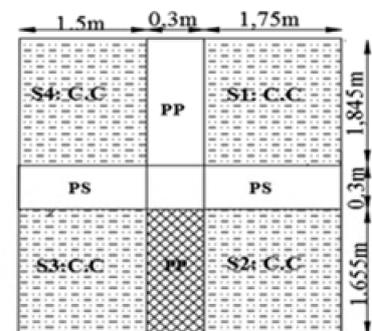


Figure II. 6: Surface afférente de P1

II.3.1.2 Poids propre des éléments:

II.3.1.2.1 Plancher terrasse inaccessible:

$G = 6.66 * 11.38 = 75.79 \text{KN}$.

$Q = 1 * 13.41 = 13.41 \text{KN}$.

II.3.1.2.2. Plancher étage courant, RDC et entre sol:

$G = 5.51 * 11.38 = 62.70 \text{KN}$.

$Q = 1.5 * 13.41 = 20.12 \text{KN}$.

II.3.1.2.3. Les poutres :

$L_{pp} = 1.655 + 1.845 = 3.5 \text{m}$, $G_{pp} = 25 * (3.5 * 0.35 * 0.3) = 9.19 \text{KN}$.

$L_{ps} = 1.5 + 1.75 = 3.25 \text{m}$, $G_{ps} = 25 * (3.25 * 0.35 * 0.3) = 8.53 \text{KN}$.

➤ **La loi de dégression :**

Comme notre structure comporte plus de cinq étages, en suivant l'article 6.3 du D.T.R BC 2.2 « charge permanent et charge d'exploitation », la loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages est applicable.

- ✓ sous la terrasse : Q_0 .
- ✓ Sous le premier étage (i=1) : $Q_0 + Q_1$.
- ✓ sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ sous le troisième étage (i=3) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- ✓ Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 16 : Descente de charge sur le poteau (P1)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	75.79	13.41
	Poutres+ Poteaux	17.72+6.89	
	Total	100.40	13.41
N1	Venant de N0	100.40	13.41+20.12
	Plancher	62.70	
	Poutres+ Poteaux	17.72+6.89	
	Total	187.71	33.53
N2	Venant de N1	187.71	13.41+0.95*(2*20.12)
	Plancher	62.70	
	Poutres+ Poteaux	17.72+8.03	

	Total	276.16	51.64
N3	Venant de N2	276.16	
	Plancher	62.70	$13.41+0.90*(3*20.12)$
	Poutres+ Poteaux	17.72+8.03	
	Total	364.61	67.73
N4	Venant de N3	364.16	
	Plancher	62.70	$13.41+0.85*(4*20.12)$
	Poutres+Poteaux	17.72+10.71	
	Total	455.74	81.82
N5	Venant de N4	455.74	
	Plancher	62.70	$13.41+0.80*(5*20.12)$
	Poutres+ Poteaux	17.72+10.71	
	Total	546.87	93.89
N6	Venant de N5	546.87	
	Plancher	62.70	$13.41+0.75*(6*20.12)$
	Poutres+Poteaux	17.72+13.77	
	Total	641.06	103.95
N7	Venant de N6	641.06	
	Plancher	62.70	$13.41+0.71*(7*20.12)$
	Poutres+Poteaux	17.72+13.77	
	Total	735.25	113.41
N8	Venant de N7	735.25	
	Plancher	62.70	$13.41+0.69*(8*20.12)$
	Poutres+Poteaux	17.72+17.21	
	Total	832.88	124.47
N9	Venant de N8	832.88	
	Plancher	62.70	$13.41+0.67*(9*20.12)$
	Poutres+Poteaux	17.72+25.82	
	Total	939.12	134.73

II.3.2.Descente de charge sur le poteau (P2)

II.3.2.1.Calcul de la surface afférente

1) plancher terrasse inaccessible

Sous G:

$$S_{Gcc} = S_1 + S_2 + S_3 = (1.65 * 1.855) + (1.855 + 1.07) * 1.45 = 7.30m^2$$

$$S_{Gdp} = S_4 = (1.65 * 1.07) = 1.77m^2$$

Sous Q:

$$S_{Qcc} = S_{Gcc} + 0.3 * (L_{Ps} + L_{Pp}) = 7.30 + 0.3 * (1.65 + 1.45 + 1.855 + 1.07)$$

$$S_{Qcc} = 9.11m^2$$

$$S_{Qdp} = 1.77m^2$$

2) plancher étage courant

Sous G:

$$S_{Gcc} = S_1 + S_2 = 1.45 * (1.07 + 1.855) = 4.24m^2$$

$$S_{Gdp} = S_3 = (1.5 * 1.07) = 1.61m^2$$

$$S_{Gpalier} = S_4 = (1.31 * 1.65) = 2.16m^2$$

$$S_{Gvolée} = S_5 = (0.545 * 1.6) = 0.87m^2$$

Sous Q:

$$S_{Qcc} = S_{Gcc} + 0.3 * (L_{Ps} + L_{Pp}) = 4.24 + 0.3 * (1.65 + 1.45 + 1.855 + 1.07)$$

$$S_{Qcc} = 6.05m^2$$

$$S_{Qdp} = 1.61m^2$$

$$S_{Qpalier} = 2.16m^2$$

$$S_{Qvolée} = S_5 = 0.87m^2$$

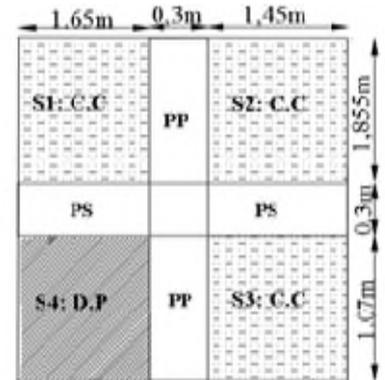


Figure II. 7: surface afférente de (P2) terrasse

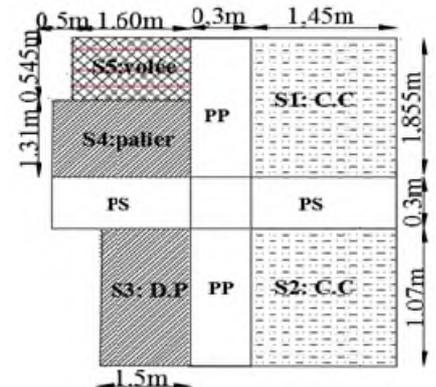


Figure II. 8: Surface afférente de P2 étage courant

II.3.2.2.Poids propre des éléments:

II.3.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible:

$$G_{CC} = 6.66 * 7.30 = 48.62KN. G_{dp} = 7.61 * 1.77 = 13.47KN.$$

$$Q_{CC} = 1 * 9.11 = 9.11KN. Q_{dp} = 1 * 1.77 = 1.77KN.$$

II.3.2.2.2. Plancher étage courant ; RDC et entre sol :

$$G_{CC} = 5.51 * 4.24 = 23.36KN. G_{dp} = 6.46 * 1.61 = 10.40KN.$$

$$G_{palier} = 5.93 * 2.16 = 12.81KN. G_{volée} = 8.72 * 0.87 = 7.59KN$$

$$Q_{CC} = 1.5 * 6.05 = 9.08KN. Q_{dp} = 1.5 * 1.61 = 2.42KN.$$

$$Q_{palier} = 2.5 * 2.16 = 5.4KN. Q_{volée} = 2.5 * 0.87 = 2.18KN$$

II.3.2.2.3. Les poutres :

$$L_{pp}=1.07+1.855=2.925m.$$

$$L_{ps}=1.45+1.65=3.10m.$$

$$G_{pp}=25*(2.925*0.35*0.3) =7.68KN.$$

$$G_{ps}=25*(3.10*0.35*0.3) =8.14KN.$$

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (P2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17: Descente de charge sur le poteau (P2)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	62.09	10.88
	Poutres+ Poteaux	15.82+6.89	
	Total	84.80	10.88
N1	Venant de N0	84.80	10.88+19.08
	Plancher	54.16	
	Poutres+ Poteaux	15.82+6.89	
	Mur	22.12	
Total	183.79	29.96	
N2	Venant de N1	183.79	10.88+0.95*(2*19.08)
	Plancher	54.16	
	Poutres+ Poteaux	15.82+8.03	
	Mur	22.12	
Total	283.92	47.13	
N3	Venant de N2	283.92	10.88+0.9*(3*19.08)
	Plancher	54.16	
	Poutres+ Poteaux	15.82+8.03	
	Mur	22.12	
Total	384.05	62.40	
N4	Venant de N3	384.05	10.88+0.85*(4*19.08)
	Plancher	54.16	
	Poutres+Poteaux	15.82+10.71	
	Mur	22.12	
Total	486.86	75.75	
N5	Venant de N4	486.86	10.88+0.80*(5*19.08)
	Plancher	54.16	

	Poutres+ Poteaux	15.82+10.71	
	Mur	22.12	
	Total	589.67	87.20
N6	Venant de N5	589.67	
	Plancher	54.16	
	Poutres+Poteaux	15.82+13.77	10.88+0.75*(6*19.08)
	Mur	22.12	
	Total	695.54	96.74
N7	Venant de N6	695.54	
	Plancher	54.16	
	Poutres+Poteaux	15.82+13.77	10.88+0.71*(7*19.08)
	Mur	22.12	
	Total	801.41	105.71
N8	Venant de N7	810.41	
	Plancher	54.16	
	Poutres+Poteaux	15.82+17.21	10.88+0.69*(8*19.08)
	Mur	22.12	
	Total	910.72	116.20
N9	Venant de N8	910.72	
	Plancher	54.16	
	Poutres+Poteaux	15.82+25.82	10.88+0.67*(9*19.08)
	Mur	22.12	
	Total	1028.64	125.93

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (**P2**) est le plus sollicité sous charges verticales.

❖ Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1028.64 + 1.5 \times 125.93 = 1577.56 \text{ KN}$$

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

$$\text{Donc } N_u^* = 1.1 \times 1577.56 = 1735.32 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

❖ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0.5 \times 0.45 = 0.225 \text{ m}^2 \quad \text{et } B \geq \frac{1735.32 \times 10^{-3}}{14.2} \geq 0.122 \text{ m}^2$$

$$B \text{ adopté} = 0.225 \text{ m}^2 > B \text{ calculé} = 0.122 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P2) :

Tableau II. 18: Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	N_u^*	Sections (cm)	Condition $B > B$ calculé		Observation
			B	B calculé	
Entre sol	1735.77	50*45	0.225	0.1220	Vérifier
RDC	1544.15	50*45	0.225	0.1087	Vérifier
1 ^{er} étage	1364.52	45*40	0.180	0.0960	Vérifier
2 ^{eme} étages	1192.50	45*40	0.180	0.0839	Vérifier
3 ^{eme} étages	1019.54	40*35	0.140	0.0717	Vérifier
4 ^{eme} étages	847.98	40*35	0.140	0.0597	Vérifier
5 ^{eme} étages	673.28	35*30	0.105	0.0474	Vérifier
6 ^{eme} étages	499.39	35*30	0.105	0.0351	Vérifier
7 ^{eme} étages	322.37	30*30	0.090	0.0227	Vérifier
8 ^{eme} étages	143.88	30*30	0.090	0.01	Vérifier

❖ **Vérification à la stabilité de forme (flambement)**

D'après le *CBA 93 (Article B.8.4.1)*, On doit faire la vérification suivante

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \Rightarrow \quad B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Tal que :

– B_r : La section de poteau réduite, $B_r = (a-2) \times (b-2)$

- A_s : Section des armatures, $A_s = 1\% B_r$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1,5$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1,15$
- α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \Rightarrow \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- l_f : La longueur de flambement, $l_f = 0,7 \times l_0$
 $l_0 = 4.59\text{m}$. Pour entre sol. Et $l_0 = 3.06\text{m}$. Pour RDC et étage courant.
- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 19: Résultat de vérification au flambement pour le poteau

Niveau	section (cm)	Vérification au flambement					N_u^* (KN)	$B_r^{calculé} < B_r^{adop}$ (m ²)		Observation
		l_f (m)	i (m)	λ	$\lambda \leq 35$	α		$B_r^{calculé}$	B_r^{adop}	
Entre sol	50*45	3.21	0.14	22.93	Vérifier	0.78	1735.32	0.101	0.206	Vérifier
RDC	50*45	2.14	0.14	15.28	Vérifier	0.82	1544.15	0.086	0.206	Vérifier
1 ^{er} étage	45*40	2.14	0.13	16.46	Vérifier	0.81	1364.52	0.077	0.163	Vérifier
2 ^{ème} étage	45*40	2.14	0.13	16.46	Vérifier	0.81	1192.50	0.067	0.163	Vérifier
3 ^{ème} étage	40*35	2.14	0.12	17.83	Vérifier	0.81	1019.54	0.057	0.125	Vérifier
4 ^{ème} étage	40*35	2.14	0.12	17.83	Vérifier	0.81	847.98	0.047	0.125	Vérifier
5 ^{ème} étage	35*30	2.14	0.10	21.40	Vérifier	0.79	673.28	0.039	0.092	Vérifier
6 ^{ème} étage	35*30	2.14	0.10	21.40	Vérifier	0.79	499.39	0.029	0.092	Vérifier
7 ^{ème} étage	30*30	2.14	0.09	23.78	Vérifier	0.78	322.37	0.019	0.078	Vérifier
8 ^{ème} étage	30*30	2.14	0.09	23.78	Vérifier	0.78	143.88	0.008	0.078	Vérifier

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de se flamber.

II.4: Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA99 (version 2003), BAEL91 et le DTR.

Chapitre III

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents 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 tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003).

III.2. Etudes des planchers

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers en corps creux et planchers en dalles pleines

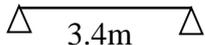
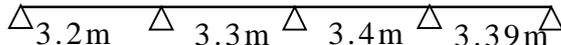
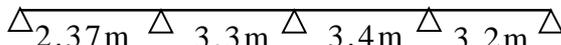
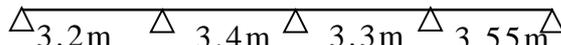
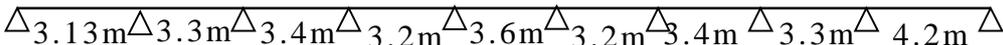
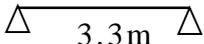
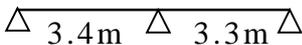
III.2.1. Planchers à corps creux

III.2.1.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont considérées comme des sections en T calculées à la flexion simple.

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.1 du chapitre II. Les différents types de poutrelles obtenus sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III. 1 : Les différents Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	
Type7	
Type8	

Type9	
Type10	
Type11	
Type12	

Remarque

- Les types 1, 2, 3 et 7 se trouvent dans tous les niveaux sauf dans la terrasse inaccessible.
- Les types 4, 5 et 6 se trouvent dans tous les niveaux.
- Les types 10, 11, et 12 se trouvent dans la terrasse inaccessible.
- Le type 9 se trouve dans le 1^{er} à 6^{ème} étage et dans la terrasse inaccessible.
- Le type 8 se trouve dans le RDC.

III.2.1.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes : La Méthode forfaitaire et la Méthode de Caquot.

1)-Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL91) :

❖ Domaine d’application (B.6.2.2.10)

Pour déterminer les moments sur appuis et en travées, il est possible d’utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$.
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d’inertie constant sur toutes les travées.
- la fissuration est peu nuisible (F.P.N).

❖ Exposé de la méthode (B.6.2.2.11)

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$ (coefficient d’importance)

➤ **Evaluation des moments**

❖ **Appui 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 ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

❖ **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 étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

❖ **Moments en travées**

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

$$(1) \dots \dots \dots M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha, 1.05) M_0$$

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

M_t : On prend le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

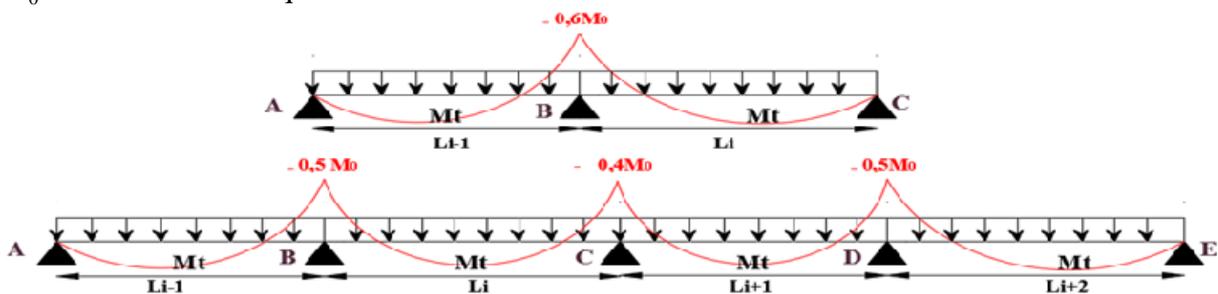


Figure III. 1 : Evaluation des Moments.

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ; c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le Premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

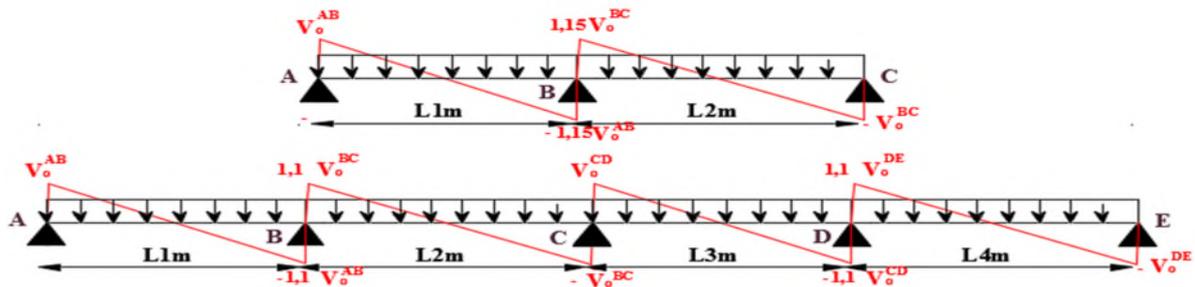


Figure III. 2 : Evaluation des efforts tranchants.

2)-Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié 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.

❖ **Exposé de la méthode (B.6.2.220)**

✓ **Moment en appuis**

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

Tal que :

- $L' = \begin{cases} L & \dots \dots \dots \text{si la travée est de rive.} \\ 0,8L & \dots \dots \dots \text{si la travée est intermédiaire.} \end{cases}$
- L : longueur de la travée.
- L'_g et L'_d : Longueur fictive de la travée à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- $q_g = q_d = q$: chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **Moment en travée**

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

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

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g}{qL} + \frac{M_d}{qL} \Rightarrow M_G \text{ et } M_d \text{ Avec leurs signes (-)}$$

$$M_{max} = M(X)$$

✓ L'effort tranchant

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

III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0=0.60m$. Les chargements sur les poutrelles sont donnés dans le tableau suivant.

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

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (kN/m)	q _s (kN/m)
Plancher étage courant	5.51	1.5	5.81	4.21
Terrasse accessible	6.43	1.5	6.56	4.76
Terrasse inaccessible	6.66	1	6.30	4.60

III.2.1.1.3. Calcul des sollicitations

✓ Exemple illustratif : poutrelle type 8 appartenant à un étage courant

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode forfaitaire, soit : $G=5.51kN/m^2$; $Q=1.5kN/m^2$; $l_0=60cm$ et $q_u=5.81kN/ml$; $q_s=4.21kN/ml$

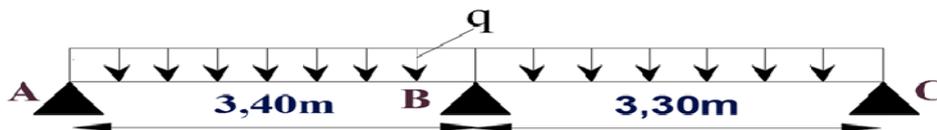


Figure III. 3 : Schéma statique de la poutrelle type 8.

❖ Vérification des conditions de BAEL91 :

- (1) $Q \leq \min(2G; 5kN/m^2) \Rightarrow 1.5 < 5kN/m^2$ vérifiée
- (2) $l_i/l_i + 1 \in [0.8; 1.25] \Rightarrow 3.4/3.3 = 1.03 \in [0.8; 1.25]$ vérifiée
- (3) $I = \text{constant}(\text{le même corps creux}(16 + 4))$ vérifiée
- (4) F. P. N vérifiée

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc on applique cette méthode pour ce type de poutrelle.

❖ **Calcul des sollicitations**

✓ **Moment isostatique**

$$\begin{aligned}
 \text{ELU: } \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{5.81 \times 3.4^2}{8} = 8.40 \text{ KN.m} & \dots\dots\dots \text{travée AB} \\ M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5.81 \times 3.3^2}{8} = 7.91 \text{ KN.m} & \dots\dots\dots \text{travée BC} \end{cases} \\
 \text{ELS: } \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.21 \times 3.4^2}{8} = 6.08 \text{ KN.m} & \dots\dots\dots \text{travée AB} \\ M_0^{BC} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.21 \times 3.3^2}{8} = 5.73 \text{ KN.m} & \dots\dots\dots \text{travée BC} \end{cases}
 \end{aligned}$$

On prend : $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

✓ **Moment en appuis**

a) **Appuis de rive** : $M_A = M_C = 0$

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le **BAEL 91/99** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

Donc:
$$\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -1.37 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) **Appuis intermédiaires**

$$M_a^{inter} = -0,6M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{inter} = -5.46 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{inter} = -3.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

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

$$M_{ti} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} (1.2 + 3\alpha) \times \frac{1}{2} M_0 & \dots\dots\dots \text{travée de rive} \\ (1 + 3\alpha) \times \frac{1}{2} M_0 & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

On prend la valeur maximale entre (1) et (2)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.51} = 0,213 \Rightarrow 1 + 3\alpha = 1.639 \text{ et } 1.2 + 3\alpha = 1.839$$

$$M_{tmax} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 6.42 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 4.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants

On a $V_0 = \frac{ql}{2}$: effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = V_0 = 9.88 \text{ KN} \\ V_B = -1.15V_0 = -11.36 \text{ KN} \end{cases}$; Travée BC : $\begin{cases} V_B = 1.15V_0 = 11.03 \text{ KN} \\ V_C = -V_0 = -9.59 \text{ KN} \end{cases}$

Donc : $V_{\max} = 11.36 \text{ KN}$

Les résultats maximaux de chaque type des poutrelles sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau III. 3 : Sollicitations max de chaque type des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Positions	Moment aux appuis (KN.m)				Moment en travée		Effort tranchant
	Rive		intermédiaire		M_t^u	M_t^s	V_{Max}
	M_a^u	M_a^s	M_a^u	M_a^s	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
Type 4	-0.86	-0.63	-4.73	-3.43	5.87	4.29	11.55
Type 5	-1.49	-1.09	-4.96	-3.62	7.93	5.79	12.29
Type 9	-1.53	-1.12	/	/	10.20	7.45	11.33
Type 11	-1.36	-1.00	-4.55	-3.32	7.28	5.31	11.77
Type 12	-1.65	-1.20	-7.85	-5.70	11.70	8.56	15.69

Tableau III. 4 : Sollicitations max de chaque type des poutrelles du plancher étage courant

Positions	Moment aux appuis (KN.m)				Moment en travée		Effort tranchant
	Rive		intermédiaire		M_t^u	M_t^s	V_{Max}
	M_a^u	M_a^s	M_a^u	M_a^s	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
Type 3	-1.41	-1.03	-4.71	-3.42	7.59	5.51	12.23
Type 4	-0.83	-0.60	-4.73	-3.43	5.34	3.88	10.72
Type 5	-1.37	-0.99	-4.58	-3.31	7.46	5.40	11.35
Type 6	-1.43	-1.03	-6.88	-4.94	9.61	6.97	13.86
Type 8	-1.26	-0.91	-5.04	-3.65	6.42	4.65	11.36
Type 9	-1.41	-1.02	/	/	9.42	6.81	10.46

Tableau III. 5 : Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles

Plancher	Moment aux appuis (KN.m)				Moment en travée		Effort tranchant
	Rive		intermédiaire		M_t^u	M_t^s	V_{Max}
	M_a^u	M_a^s	M_a^u	M_a^s	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
Terrasse inaccessible	-1.65	-1.20	-7.85	-5.70	11.70	8.56	15.69
Habitation	-1.43	-1.03	-6.88	-4.94	9.61	6.97	13.86

III.2.1.1.4. Ferrailage des poutrelles

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

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

A L'ELU: $M_t^{max} = 9.61 \text{ KN.m}$; $M_a^{rive} = -1.43 \text{ KN.m}$; $M_a^{inter} = -6.88 \text{ KN.m}$; $V^{max} = 13.86 \text{ KN}$

A L'ELS: $M_t^{max} = 6.97 \text{ KN.m}$; $M_a^{rive} = -1.03 \text{ KN.m}$; $M_a^{inter} = -4.94 \text{ KN.m}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=45\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $ht=20\text{cm}$.

1) Calcul à l'ELU :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

✓ 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 ($b \times h$).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

❖ Armature longitudinales

➤ Ferrailage en travée

✓ Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0.45 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) \times 10^3 = 40.90 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{9.61 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.45} = 0.0464 < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de A :**

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0464}) = 0.0594$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0594) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9.61 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 1.58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.58 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \text{ donc on ferraille avec : } A_t = 1.58 \text{ cm}^2. \text{ On prend: } A_t = 2\text{HA8} + 1\text{HA10} = 1.80 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage en appui**

a) **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.88 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.124 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124}) = 0.166$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.166) = 0.168 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} = \frac{6.88 \times 10^{-3}}{0.168 \times 348} = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$ donc on ferraille avec $A_a^{\text{inter}} = 1.18 \text{ cm}^2$. On choisit : $A_a = 2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

b) **Appuis de rive**

On applique la règle de trois :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rive}} \times A_a^{\text{inter}}}{M_a^{\text{inter}}} = 0.25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{\text{cal}} \Rightarrow$ On choisit : $A_{\text{rive}} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Ferrailage des poutrelles.

Localisation	position	M^{\max} (KN.m)	μ_{bu}	a	z (m)	A_{cal} cm^2	A_{\min} cm^2	Choix des sections cm^2
Terrasse inaccessible	travée	11.70	0.056	0.072	0.174	1.92	0.98	2HA10+1HA8= 2.07
	Appuis inter	-7.85	0.142	0.193	0.166	1.36	0.26	2HA10 = 1.57
	Appuis de rive	-1.65	0.029	0.038	0.177	0.27	0.26	1HA10=79
Etage courant	travée	9.61	0.046	0.059	0.175	1.58	0.98	2HA8+1HA10= 1.80
	Appuis inter	-6.88	0.124	0.166	0.168	1.18	0.26	2HA10 = 1.57
	Appuis de rive	-1.43	0.025	0.032	0.177	0.25	0.26	1HA10=79

III.2.1.1.5. Vérification à l'ELU et AL'ELS

❖ **Vérification à l'ELU (exemple planché à étage courant)**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 13.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.86 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Ferrailage transversale**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min} ; h/35 ; b_0/10) \Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 20/35 ; 12/10)$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_c}{0.4 \times b_0} = 47.5 \text{ cm} \\ \frac{0.9 \times A_t \times f_c \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{c28})} = 247.83 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

Donc on adopte : **St = 15 cm**.

➤ **Vérification des armatures longitudinales :**

✓ **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_c} = \frac{1.15 \times 13.86 \times 10}{400} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = (2\text{HA}8 + 1\text{HA}10) + 1\text{HA}10 = 2.59 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$$V_u = 13.86 \text{ KN} \quad A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 13.86 - \frac{6.88}{0.9 \times 0.18} = -28.61 \text{ KN} < 0 \Rightarrow \text{Dans ce cas aucune vérification n'est}$$

nécessaire car l'effort est négligeable (aucun effort de traction).

➤ **Vérification du cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.86 \times 10^{-3} \left(\frac{0.45 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.45 \times 0.04} = 0.784 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle de compression du béton) :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}.$$

$$a = \min(0.9 \times d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 30 - 4) = 16.2\text{cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 108.135\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de rupture.

❖ **Vérification à l'ELS**

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.

1) **État limite d'ouverture des fissures :**

On doit vérifier : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travée**

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{45 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.8(18 - 4) = -18\text{cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- **Calcul de (y) :**

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

$$\frac{12}{2} \times y^2 + [(45 - 12) \times 4 + 15 \times 1.8] \times y - [(45 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.8 \times 18] = 0 \Rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{45}{3} \times 4.09^3 - \frac{(45 - 12)}{3} (4.09 - 4)^3 + 15 \times 1.8 \times (18 - 4.09)^2 = 6250.44\text{cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.97 \times 10^6 \times 40.9}{6250.44 \times 10^4} = 4.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis intermédiaires**

- **Position de l'axe neutre**

$H=30.3\text{cm}^3 \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \quad \text{avec : } A' = 0$$

$$\frac{12}{2} y^2 + 15 \times 1.57y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 6.67\text{cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad \text{Avec : } A' = 0$$

$$I = \frac{12}{3} \times 6.67^3 + 15 \times 1.57(18 - 6.67)^2 = 4210.05\text{cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{4.94 \times 10^6 \times 66.7}{4210.05 \times 10^4} = 7.83\text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) État limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \text{Max}\left(\frac{1}{22.5}; \frac{M_t}{15 \times M_0}\right) \\ L \leq 8\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0083 < 0.009 \\ 0.0476 < 0.05 \\ 4.20\text{m} < 8\text{m} \end{array} \right. \quad \text{(BAEL91 B. 6.8.4.2.4)}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84\text{cm}$.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_j ; M_g et M_p sont calculés avec la méthode de Caquot minorée pour les différents chargements. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 7 : Vérification de la flèche dans les différents planchers.

$L_{max}(m)$		4.20	4.42	
Etage		Courant ; RDC et entre sol	Terrasse inaccessible	
Charge (KN/m)	J_{ser} : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.	$j = 0.45 \times G_{plan}$	1.26	1.26
	g_{ser} : La charge permanente qui revient à la poutrelle.	$g = 0.45 \times G_{total}$	2.48	3.00
	P_{ser} : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.	$p = 0.45 \times (G_{tot} + Q)$	3.15	3.45
Moment Fléchissant (KN.m)	$M_j = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$	2.15	2.39	
	$M_g = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$	4.24	5.69	
	$M_p = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$	5.21	6.42	
σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré. (MPa)	$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I}$	71.77	69.71	
	$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$	141.54	165.96	
	$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$	173.92	187.25	
Coefficient Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$	$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$	0.180	0.230	
	$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$	0.459	0.566	
	$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$	0.533	0.604	
ρ :le (pourcentage) ou rapport de l'acier (A) de la section d'armature tendue à l'aire de la section utile de la	$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$	0.0083	0.0096	

nervure.			
λ_i : déformation instantanée.	$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$	4.52	3.91
λ_v : déformation différée.	$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$	1.81	1.56
E_v : module de déformation longitudinale différée du béton.	$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$	10818.86	10818.86
E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton.	$E_i = 3 \times E_v$	32456.59	32456.59
I_{fi}, I_{fv} : Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement (cm ⁴).	$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	10058.67	9841.68
	$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	5933.11	5817.60
	$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	5350.99	5560.47
	$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	9964.22	9927.08
Les flèches dues aux charges considérées (mm)	$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}}$	1.16	1.46
	$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}}$	3.88	5.89
	$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}}$	5.29	6.95
	$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}}$	6.94	10.35
Δf_t (mm)	$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	7.19	9.95
f_{adm} : la flache admissible (mm)	$f_{adm} = \frac{1}{500}$	8.4	8.84
Vérification $\Delta f_t \leq f_{adm}$		Condition vérifiée	Non vérifiée

Remarque

La flèche n'est pas vérifiée au niveau de la terrasse inaccessible $A_{travée} = 2.07 \text{ cm}^2$ donc on doit augmenter la section d'armateur.

Alors on opte $A_t = 2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2$

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III. 8 : Vérification de la flèche dans la terrasse inaccessible.

Etage	f_{ij} (mm)	f_{ig} (mm)	f_{ip} (mm)	f_{vg} (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	vérification $\Delta f_t \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible	1.24	4.70	5.53	8.77	8.36	8.84	vérifiée

Donc la flèche est vérifiée pour $A_{travée} = 2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2$

III.2.1.1.6. Ferrailage de la dalle de compression : **CBA93 article (B.6.8.4.2.3)**

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adopte : } A_{\perp} = 4\phi 5 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.225 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adopte : } A_{//} = 3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : $S_t = 30 \text{ cm}$

Pour la facilité de la mise en œuvre on opte pour un treillis soudé **TS $\Phi 5 : 150 \times 150 \text{ mm}^2$**

✓ **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

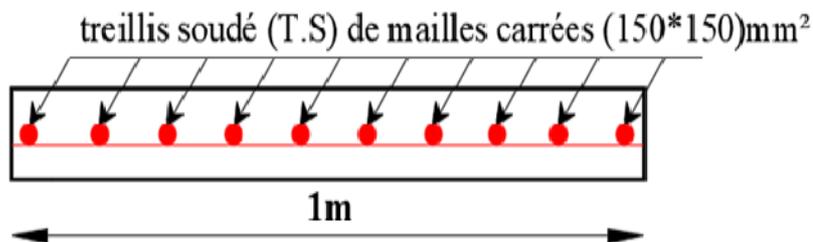


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.1.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles

Les schémas de ferrailage des poutrelles sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III. 9 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Entre sol, RDC et Etage courant			
Terrasse Inaccessible			

III.2.2. Étude des dalles pleines

On appelle panneau de dalle, dans un plancher, les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \begin{cases} \rho \leq 0,4 & \dots \dots \dots \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho > 0,4 & \dots \dots \dots \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments pour $\rho > 0,4$

- En travée

$M_t^x = 0,85 \times M_0^x \dots \dots \dots$ pour les travées de rive.

$M_t^y = 0,75 \times M_0^y \dots \dots \dots$ pour les travées de rive intermédiaires.

- En appuis

$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} - 0,3 M_0^x & \dots \dots \dots \text{appuis de rive.} \\ - 0,5 M_0^x & \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$

✓ Dalle sur trois appuis et $\rho > 0,4$

si $L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2q \times L_x^3}{3}$ et $M_0^y = \frac{q \times L_x^3}{6}$

si $L_x > \frac{L_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q \times L_y^3}{24}$ et $M_0^y = \frac{q \times L_y^2}{2} (L_x - \frac{L_y}{2}) + \frac{q \times L_x^3}{48}$

✓ Effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{x,y}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$ et $V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$

✓ Les données des différentes dalles

Tableau III. 10 : Données des différents types de dalle pleine.

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1,2	3,4	0,35	/	/	/	/
D2	1,2	4,27	0,28	/	/	/	/
D3	2,15	3,3	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
D4	1,2	2,9	0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924

III.2.2.1.Exemple de calcul d’une dalle pleine (type D1) à deux appuis perpendiculaires

$L_x = 1,2m$ et $L_y = 3,4m \rightarrow \rho = 0,35 < 0,4 \Rightarrow$ Donc la dalle travaille dans un seul sens.

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

On a : $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$P = G_{mur} \times H_{mur} = 1,44 \times 1,20 = 1,73 \text{ KN}$

III.2.2.1.1.Calcul des sollicitations

$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = 12.24 \text{ KN/ml} \\ q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.68 \text{ KN/ml} \end{cases}$

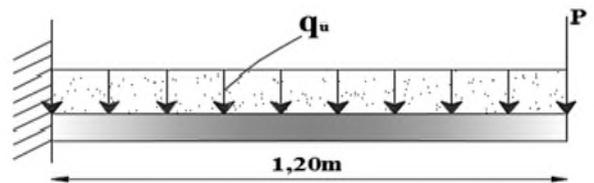


Figure III. 5 : Schéma statique de la dalle D1.

$\begin{cases} M_u = -(\frac{q_u \times L_x^2}{2} + P_u \times L_x) = -(\frac{12.24 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.73 \times 1.2) = -11.62 \text{ KN.m} \\ M_s = -(\frac{q_s \times L_x^2}{2} + P_s \times L_x) = -(\frac{8.68 \times 1.2^2}{2} + 1.73 \times 1.2) = -8.33 \text{ KN.m} \end{cases}$

$V_u = q_u \times L_x + p_u = 12,24 \times 1,2 + (1,35 \times 1,73) = 17,02 \text{ KN.}$

III.2.2.1.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

✓ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,073 ; z = 0,116 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z f_{st}} = \frac{11,62 \times 10^{-3}}{0,116 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour } Fe = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho < 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 2,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

On choisit (D1): $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.2.2.1.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications à l'ELU

✓ **Espacements**

$$St < \min(2 \times e ; 100/6 = 16,67 \text{ cm}) ; \text{ Soit: } St = 15 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition**

$$A_y = (A_s / 4) = (3,14 / 4) = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ On choisit } 3HA8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de cisaillement**

Pour ne pas avoir à utiliser des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,142 \text{ MPa} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{ Verifiée}$$

b) Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite de la compression du béton et l'état limite d'ouverture des fissures**

✓ **Vérification des contraintes**

$$M_s = 8,33 \text{ KN.m}$$

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0 \rightarrow Y = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{2} + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 5128.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{8,33 \times 10^{-3}}{5128.08 \times 10^{-8}} \times 0,0292 \leq 0,6 \times 25$$

$$4,74 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \sqrt{110 n f_{t28}}\right) .$$

$$\sigma_{st} = 221,24 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Remarque :

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{8,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 2,87 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0,29.$$

$$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,33 \times 10^{-3}}{0,12(1-\frac{0,29}{3})201,63} = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA12/ml = 4,52 cm²/ml** avec : **St=25 cm**

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_s / 3) = (4,52 / 3) = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit **4HA8=2,01cm²/ml** avec : **St=25 cm**

✓ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0}\right) \times l_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 7,91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0 d_x}{f_e} \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.2.2.2. Calcul des sollicitations maximales

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitation									
	ELU						ELS			
	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax}^{rive} (KN.M)	M_{ay}^{rive} (KN.M)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax}^{rive} (KN.M)	M_{ay}^{rive} (KN.M)
D3	2,86	1,04	-1,91	-1,91	10,02	2,76	2,22	1,16	-1,48	-1,48
D4	9,74	2,64	-3,43	-1,76	7,13	0,51	6,09	2,50	2,43	1,87

III.2.2.3. Ferrailage

On procède au ferrailage des différents types de dalle de la même manière que l'exemple de Calcul précédent (types D1), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12 : Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	St cm	
D1=D2	X-X	-11,62	0,057	0,073	0,116	2,88	1,20	4HA12 =4,52	25	
D3	X-X	3,07	0,014	0,0176	0,119	0,69	1,41	4HA8=2,01	25	
	Y-Y	1,10	0,0051	0,0064	0,119	0,25	1,2	4HA8=2,01	25	
	Appui	-2,05	0,0093	0,117	0,114	0,48	1,57	4HA8=2,01	25	
D4	X-X	9,74	0,048	0,061	0,117	2,39	1,55	4HA10=3,14	25	
	Y-Y	2,64	0,013	0,016	0,119	0,63	1,2	3HA8=1,51	33	
	Appui	x	-1,76	0,028	0,0108	0,119	0,42	1,41	3HA8=1,51	33
		y	-3,43	0,0168	0,021	0,119	0,83	1,2	3HA8=1,51	33

III.2.2.4. Vérification des dalles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des dalles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après

Tableau III. 13 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Types	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	observation	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
D1	17,02	0,14 < 1,17	vérifiée	/	/	/
D3	10,02	0,084 < 1,17	vérifiée	2,76	0,023 < 1,17	vérifiée
D4	7,13	0,059 < 1,17	vérifiée	0,51	0,0043 < 1,17	vérifiée

Tableau III. 14 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de la dalle		M ^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
D4	X-X	6,09	2,40	3469,82	1,73<15	vérifiée	103,75<201,63	Vérifiée
	Y-Y	2,5	2,12	2528,57	2,10<15	vérifiée	146,53<201,63	Vérifiée
	Appui	2,43	2,12	2528,57	1,57<15	vérifiée	109,60<201,63	Vérifiée
D3	X-X	2,22	2,41	3490,28	1,53<15	vérifiée	91,50<201,63	Vérifiée
	Y-Y	1,16	2,41	3490,28	0,80<15	vérifiée	47,81<201,63	Vérifiée
	Appui	1,48	2,41	3490,28	1,02<15	vérifiée	70 <201,63	Vérifiée

✓ Evaluation de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times L \dots\dots\dots (1) \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} \dots\dots\dots (2) \\ L \leq 8m \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Les résultats de vérification les conditions de la flèche des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit

Tableau III. 15 : Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines

Types		(1) cm	obs.	(2) cm ²	obs.	(3) m	obs.
D4	Sens x	15 ≥ 4.50	Vérifiée	2.01 ≤ 6	Vérifiée	1.2 ≤ 8	Vérifiée
	Sens y	15 ≥ 7.48	Vérifiée	1.51 ≤ 6	Vérifiée	2.9 ≤ 8	Vérifiée
D3	Sens x	15 ≥ 8,06	Vérifiée	2,01 ≤ 6	Vérifiée	2,15 ≤ 8	Vérifiée
	Sens y	15 ≥ 3,77	Vérifiée	2,01 ≤ 6	Vérifiée	3,3 ≤ 8	Vérifiée

III.2.2.5. Schéma de ferrailage des dalles pleines

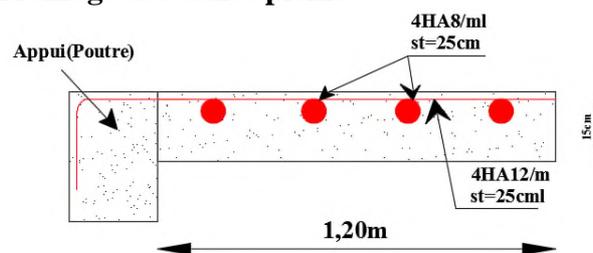


Figure III. 6 : Schéma de ferrailage du panneau D1 et D2

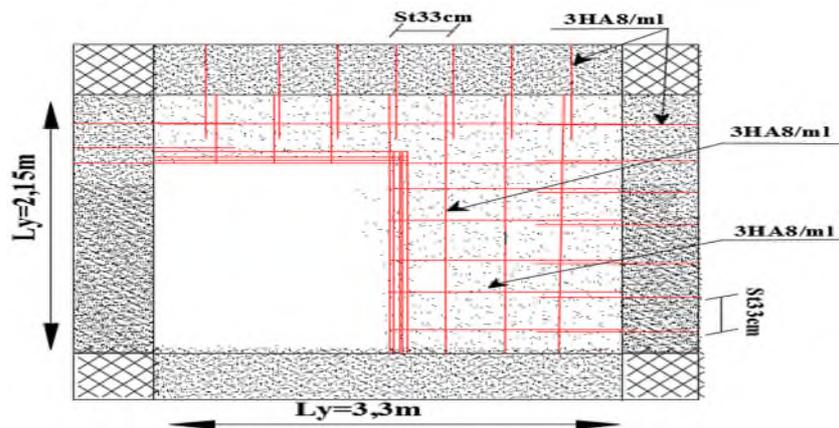


Figure III. 7 : Schéma de ferrailage de la dalle D3

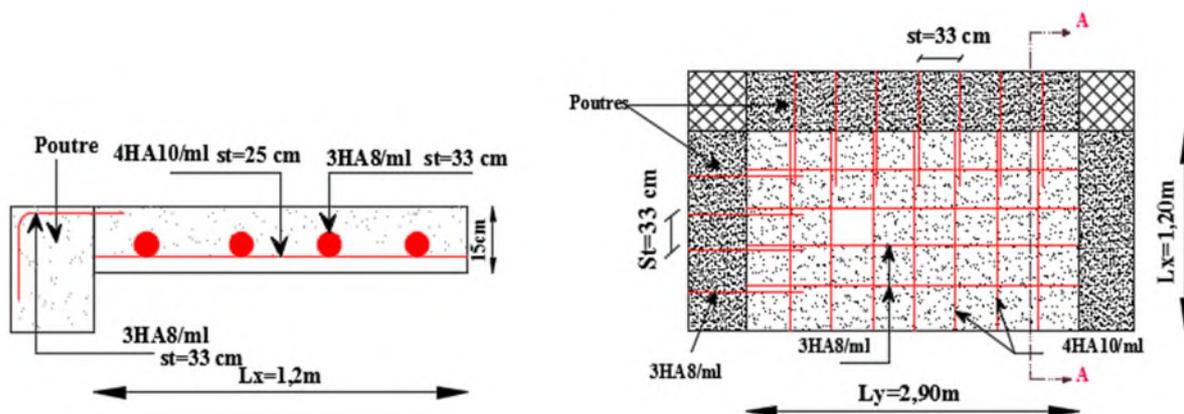


Figure III. 8 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle pleine D4

III.3. Etude des escaliers

On possède deux groupes :

Groupe1 : renferme les escaliers du RDC et d'étages courants (Type1) et les volée 2 et 3 de l'entre sol (Type 2)

Groupe2 : renferme la volée 1 de l'escalier de l'entre sol (Type 2)

III.3.1.Escalier du groupe 1

III.3.1.1. calcul des sollicitations

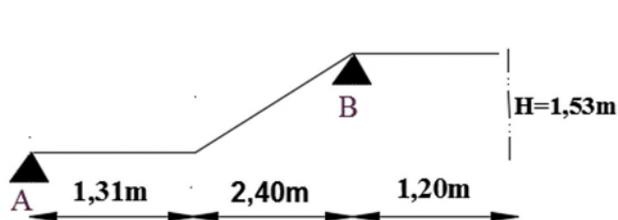


Figure III. 10 : Schéma statique de l'escalier étages courants, RDC et entre sol (volé 2 et 3)

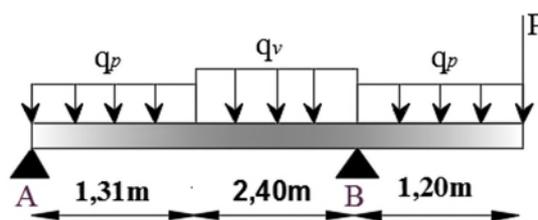


Figure III. 10 : Schéma statique après la projection Escalier étages courants, RDC et entre sol (volé 2 et 3)

➤ **Evaluation des charges**

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2.79 \times 1.23 = 3.43 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v = 15.52 \text{ KN/m} \\ q_p^u = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p = 11.76 \text{ KN/m} \\ q_{\text{mur}}^u = 1.35 \times p_{\text{mur}} = 4.63 \text{ KN/m} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} q_v^s = G_v + Q_v = 11.22 \text{ KN/m} \\ q_p^s = G_p + Q_p = 8.43 \text{ KN/m} \\ q_{\text{mur}}^s = p_{\text{mur}} = 3.43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(q_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (q_{\text{volée}} \times L_{\text{volée}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{volée}}} = \frac{11.76 \times 1.31 + 15.52 \times 2.4 + 11.76 \times 1.2}{1.31 + 2.4 + 1.2} = 13.60 \text{ KN/m}$$

➤ **Les réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = q_{\text{éq}} \times L_{\text{tot}} + q_{\text{mur}}^u = \begin{cases} \text{ELU: } 71.41 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 51.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 21.76 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 15.15 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 49.65 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 36.35 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Les sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16 : Calcul des sollicitations dans l'escalier du groupe 1

Localisation	q _{éq} (KN/ml)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	Vu (KN)
ELU	13.60	17.41	14.80	-8.71	21.76
ELS	9.79	11.72	9.96	-5.86	15.15

III.3.1.2.Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section (1ml × e) ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max}.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 17 : Calcul du ferrailage dans l'escalier du groupe 1

Localisation	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	14.80	0.040	0.051	0.156	2.73	1.93	4HA10=3.14
En appuis	8.71	0.023	0.029	0.158	1.58	1.93	4HA10=3.14

✓ **les armatures de répartition**

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale des armatures longitudinales, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/ml

✓ **Espacement des barres**

A_l: $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

A_r: $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

III.3.1.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b \times d)} = \frac{21.76 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,16)} = 0.136 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

b) Vérification à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 ; I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 18 : Vérification des contraintes dans l'escalier du groupe 1

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	9.96	3,44	7545	4,50	15	Vérifiée
En appuis	-5.86	3.43	8787.1	2.29	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche : (CBA93.art B.6.5.3)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20M_0}; \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0,048 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 1,96 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3,71 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III.3.1.4. Schéma de ferrailage

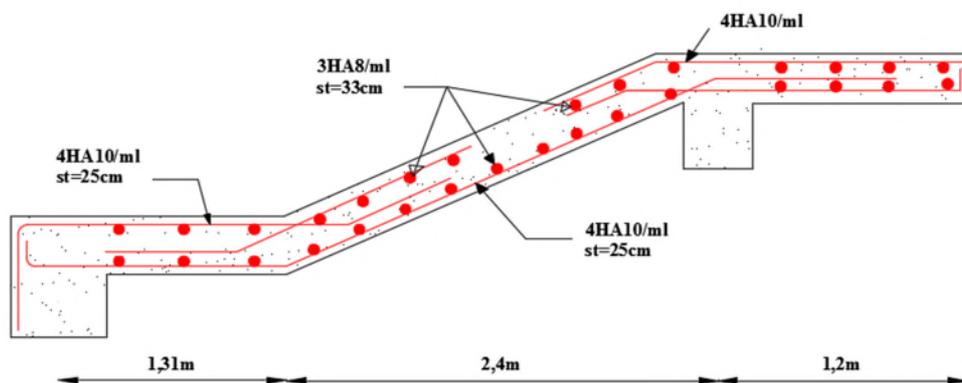


Figure III. 11 : Schéma de ferrailage d'escalier étages courants, RDC et (volé 2 et 3) de l'entre sol

III.3.1.5. Etude de la poutre palier

III.3.1.5.1. Dimensionnement

✓ Selon la condition de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{360 - 30}{15} \leq h \leq \frac{360 - 30}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

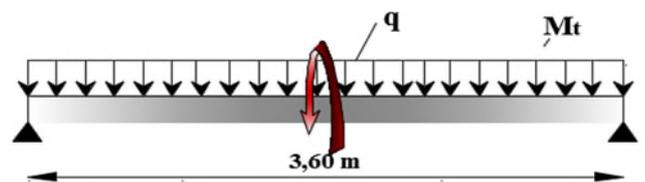


Figure III. 12 : Schéma statique de la poutre palier

✓ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

b ≥ 20cm

$h \geq 30\text{cm}$ Donc, on prend : $\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

$b/h = 1 \leq 4$

III.3.1.5.2. Charges revenant à la poutre palière

- ✓ Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge venant de l'escalier $\Rightarrow \begin{cases} R_B^U = 49.65 \text{ KN/ml} \\ R_B^S = 36.35 \text{ KN/ml} \end{cases}$
- ✓ Moment de torsion $M_{\text{tor}} = M_a \times 1/2$

III.3.1.5.3. Calcul des sollicitations

$q_{\text{ELU}} = 1.35g_0 + R_A^U = 52.69 \text{ KN/m}$
 $q_{\text{ELS}} = g_0 + R_A^S = 38.6 \text{ KN/m}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III. 19 : Calcul des sollicitations dans la poutre palière

Localisation	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
ELU	52.69	85.36	72.56	-34.14	94.84
ELS	38.60	62.53	53.15	-25.01	/

III.3.1.5.4. Ferrailage

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 20 : Résultat du ferrailage de la poutre palière

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	72.56	0.225	0,324	0,239	8.72	0.996
Appuis	-34.14	0,106	0,146	0,259	3.78	0.996

III.3.1.5.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications à L'ELU

✓ **Contrainte de cisaillement**

$\tau_u^{F.s} = \frac{V_u^{\text{max}}}{(b \times d)} = \frac{94.84 \times 10^{-3}}{(0,3 \times 0,275)} = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

✓ **Calcul des armatures transversales**

On fixe S_t à 15cm

- $A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_c} = \frac{0.4 \times 0.15 \times 0.3}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$

$$- A_t = \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3f_{c28})}{0.9 \times f_c} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (1.13 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_t^{F.S} = 0.65 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul à la torsion**

$$M_{\text{tor}} = -M_a \times \frac{L}{2} = -8.71 \times \frac{3.6}{2} = -15.68 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion est le moment statique au niveau de l'appui B

➤ **Ferraillage**

✓ **Armature longitudinales**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_c}$$

Tel que : $e = \frac{\emptyset}{6}$ Avec: $\emptyset = \min(b ; h) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ le périmètre de la section creuse

$$\Rightarrow A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_c} = \frac{15.68 \times 10^{-3} \times 1.00 \times 1.15}{2 \times 0.625 \times 400} = 3.61 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

On fixe l'espacement à: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15.68 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.625 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des contraintes tangentes à la torsion**

On doit vérifier : $\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{(\tau_u^{\text{tor}})^2 + (\tau_u^{\text{F.S}})^2} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.68 \times 10^{-3}}{2 \times 0.625 \times 0.05} = 2.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{(\tau_u^{\text{tor}})^2 + (\tau_u^{\text{F.S}})^2} = \sqrt{2.51^2 + 1.15^2} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage globale**

* **En travée** : $A_t = A^{F.S} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 8.72 + \frac{3.61}{2} = 10.53\text{cm}^2$

On choisit : **3HA16+3HA14 = 10.65 cm²**

* **En appui** : $A_a = A^{F.S} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 3.78 + \frac{3.61}{2} = 5.59\text{cm}^2$

On choisit : **5HA12=5.65cm²**

* **Armature transversales**

$A_t = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.65 + 0.54 = 1.19\text{cm}^2$

Soit **4HA8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).**

b) Vérifications à L'ELS

✓ **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **Calcul de y et I**

$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad ; \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 21 : Vérification des contraintes dans la poutre palière

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Entravée	53.15	12.60	55470	12.08	15	Vérifiée
Enappuis	-25.01	10	35955	6.96	15	Vérifiée

✓ **État limite de déformation (Vérification de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{10M_0}; \frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow 0,083 < 0,084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,013 > 0,011 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ L < 8 m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Comme les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la vérification de la flèche est nécessaire. $\Delta f_t \leq f_{adm}$; $L = 3.6m < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2mm$.

✓ En appliquant la méthode de sections (RDM) pour chaque chargement, on obtient :

Sous j: $q_j = 38.6KN/ml \Rightarrow M_j = 62.53 KN.m$; $\sigma_{st}^j = 251.99 MPa$; $\mu_j = 0.683$.

Sous g: $q_g = 38.6kn/ml \Rightarrow M_g = 62.53 KN.m$; $\sigma_{st}^g = 251.99MPa$; $\mu_g = 0.683$.

Sous p: $q_p = 38.6KN/ml \Rightarrow M_p = 6.53 KN.m$; $\sigma_{st}^p = 251.99Pa$; $\mu_p = 0.683$.

$$\rho = 0.0129\% ; \begin{cases} y = 12.60cm \\ I = 55470cm^4 \end{cases} ; \begin{cases} \lambda_i = 1.63 \\ \lambda_v = 0.65 \end{cases} ; I_0 = 88698 cm^4 ; \begin{cases} E_v = 10818.86 MPa \\ E_i = 32456.60 MPa \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} I_{fji} = I_{fgi} = I_{fpi} = 43730 cm^4 \text{ et } I_{f_{gv}} = 65374cm^4 \\ f_{ji} = f_{gi} = f_{pi} = 5.70mm \text{ et } f_{gv} = 11.46 mm \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5.76mm < \bar{f} = \frac{3600}{500} = 7.2 mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.1.5.6.Schéma de ferrailage de la poutre palière

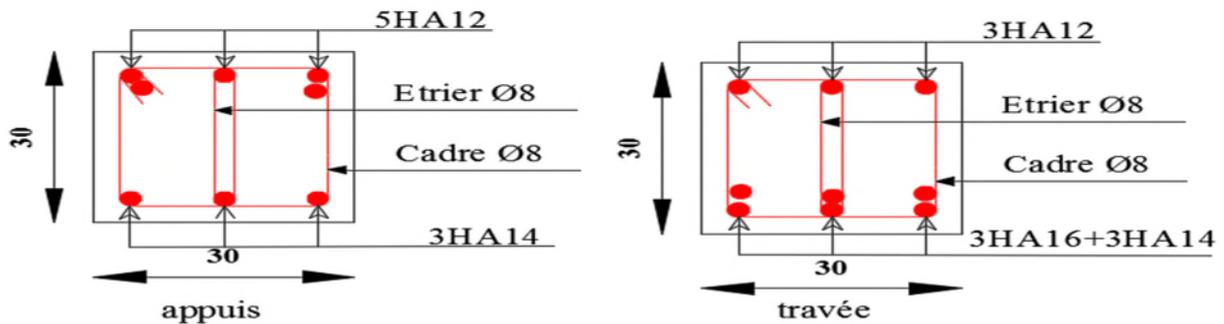


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3.2.Escalier du groupe 2

III.3.2.1. Calcul des sollicitations

L'angle $\alpha = 32.52^\circ$

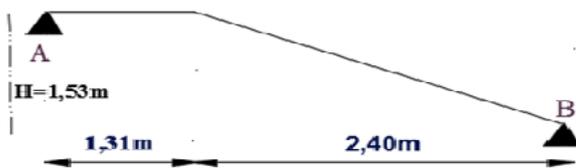


Figure III. 14 : Schéma statique escalier de l'entre sol (Volé 1).

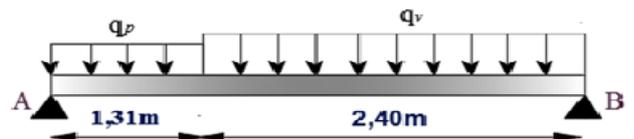


Figure III. 15 : Schéma statique après la projection Escalier entre sol (volé 1).

➤ **Evaluation de charge**

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Combinaison de charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v = 15.52 \text{ KN/m} \\ q_p^u = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p = 11.76 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_v^s = G_v + Q_v = 11.22 \text{ KN/m} \\ q_p^s = G_p + Q_p = 8.43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Les réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = q_{\text{pal}} \times L_{\text{pal}} + q_{\text{vol}} \times L_{\text{vol}} = \begin{cases} \text{ELU: } 52.65 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 37.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 27.92 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 20.17 \text{ KN} \end{cases} \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 24.73 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 17.80 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22 : Sollicitation à l'E.L.U dans l'escalier de l'entre sol

Localisation	M_0^{max} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
ELU	25.11	21.34	12.56	27.92
ELS	18.13	15.41	9.07	20.17

III.3.2.2.Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec (M_t) pour une section ($b \times h$) = (1ml \times 0.18m) ;

la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23 : Calcul du ferrailage

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{Adopté}}$ (cm ² /ml)
En travée	21.34	0.058	0.075	0.155	3.95	1.93	4HA12= 4.52
En appuis	12.56	0.034	0.044	0.157	2.30	1.93	4HA10= 3.14

✓ **Calcul de la section des armatures transversales**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51cm²/ml

✓ **Espacement des barres**

$A_l: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

$A_r: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

III.3.2.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b \times d)} = \frac{21.76 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,16)} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

b) Vérification à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 ; I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 24 : Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Entravée	15.41	4.03	11896	5.22	15	Vérifiée
Enappuis	-9.07	3.44	7545	4.14	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche : (CBA93.art B.6.5.3)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20M_0}; \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0,048 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 1,96 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3,71 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III.3.2.4. Schéma de ferrailage

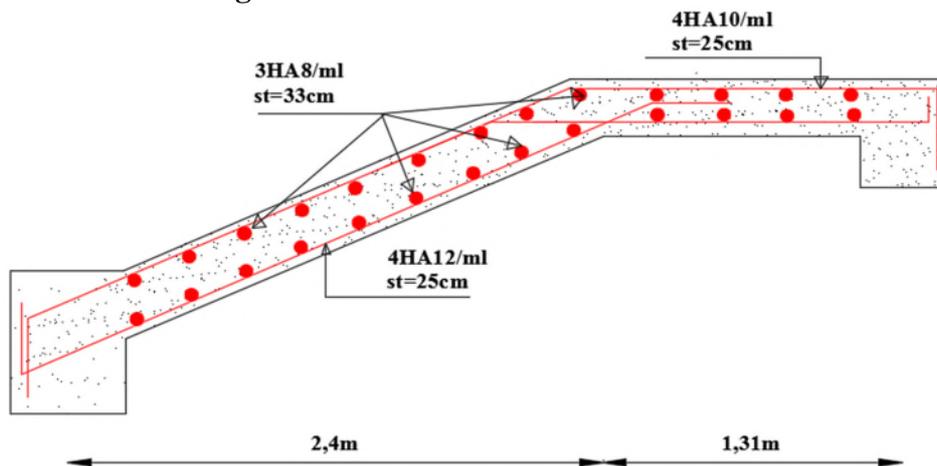


Figure III. 16 : Schéma de ferrailage d'escalier de entre sol (volé 1)

III.4. Etude de l'ascenseur

III.4.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

III.4.2. Les caractéristiques de l'ascenseur

- P_m = 15 KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- L : Longueur de l'ascenseur = 1.80 m.
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.60 m
- V = 1.00 m /s : Vitesse de levage.
- P_p = 6.3 KN : La charge nominale.

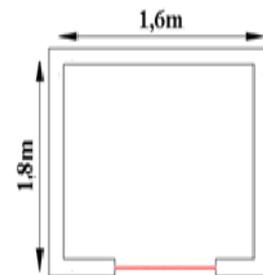


Figure III. 17 : Schéma de l'ascenseur

Fiche technique voir (Annexe 7)

III.4.3. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a l_x = 1.60 m ; l_y = 1.80 m et S = 2.88 m².

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; \text{ Soit } e=15 \text{ cm.}$$

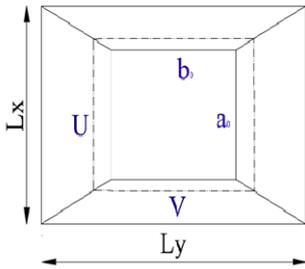


Figure III. 19: Schéma représentant la surface d'impact

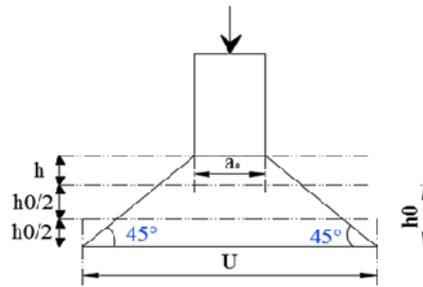


Figure III. 18: Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne

Avec: h_0 : épaisseur de la dalle ; h : épaisseur de revêtement

a_0 et U sont \parallel à l_x ; b_0 et V sont \parallel à l_y

On a $V=1m/s$; $\begin{cases} a_0 \\ b_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{cases}$

Avec $h_1=5\text{cm}$: Épaisseur du revêtement.

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

$\varepsilon = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

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

III.4.3.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

✓ M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{105}{160} = 0.66$ et $\rho = 0.89$

✓ M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.58$ et $\rho = 0.89$

En se référant à l'annexe (2),

On trouve : $\begin{cases} M_1 = 0.077 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0.062 \text{ KN.m} \end{cases}$

$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{perssonne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN.}$

$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow q_u = 139.45 \text{ KN}$

✓ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.45 \times 0,077 = 10.74 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.45 \times 0.062 = 8.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0466 \times 8.05 \times 1.6^2 = 0.96 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.7635 \times 0.96 = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.74 + 0.96 = 11.70 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.65 + 0.73 = 9.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x^0 = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y^0 = 7.04 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -5.85 \text{ KN.m}$

III.4.3.2. ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 25 : Ferrailage de la dalle supérieure de l'ascenseur

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.78	0.043	0.055	0.117	2.16	1.27	5HA8 = 2,51
	y-y	7.04	0.034	0.043	0.118	1.71	1.20	4HA8 = 2,01
Appuis	x-x	-5.85	0.029	0.037	0.118	1.42	1.20	3HA8 = 1,51

III.4.3.3. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérification à l'ELU

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

Avec :

✓ Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

✓ h : Épaisseur total de la dalle.

✓ U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 139,45 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$Q_u = 139,45 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a: } u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139,45}{3 \times 4,2} = 11,07 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,092 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS

✓ Le moment engendré par le moment de levage $q_{ser}=g=103,3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103,3 \times (0,077 + 0,105 \times 0,062) = 8,63 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + vM_1) = 103,3 \times (0,062 + 0,105 \times 0,077) = 7,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment dû au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN}$

$$\text{ELS: } \rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,5358 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0537 \times 5,85 \times 1,6^2 = 0,80 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,80 = 0,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,63 + 0,80 = 9,43 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,24 + 0,43 = 7,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 9,43 = 7,07 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7,67 = 5,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 9,43 = -4,72 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

1) Etat limite de compression de béton

Tableau III. 26 : Vérification de l'état limite de compression de béton

Position	Sens	M_s (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	7.07	2.51	2.65	3911.78	4.79 < 15	Vérifiée
	y-y	5.75	2.01	2.41	3239.42	4.28 < 15	Vérifiée
Appuis	x-x	-4.72	1.51	2.12	2528.57	3.96 < 15	Vérifiée

2) Etat limite d'ouverture des fissures

Tableau III. 27 : Vérification des contraintes dans l'acier

Position	Sens	M_s (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	7.07	2.51	2.65	3911.78	253.48 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y	5.75	2.01	2.41	3239.42	255.34 > 201,63	Non Vérifiée
Appuis		-4.72	1.51	2.12	2528.57	276.64 > 201,63	Non Vérifiée

Remarque : La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS.

Tableau III. 28 : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS

Position	Sens	M_s (KN.m)	β ($\times 10^{-3}$)	α	A_s (Cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	7.07	2.42	0.26	3.20	5HA10 = 3,93	$S_t^x = 20$ cm
	y-y	5.75	2.60	0.24	2.60	4HA10 = 3,14	$S_t^y = 25$ cm
Appuis		-4.72	1.63	0.21	2.10	3HA10 = 2.36	$S_t^x = 33$ cm

✓ Evaluation de la flèche

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

✓ Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l \Rightarrow 15\text{cm} > 6\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} \Rightarrow 393\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l \Rightarrow 15\text{cm} > 6.01\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} \Rightarrow 3.14\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III.4.4. Schéma de ferrailage

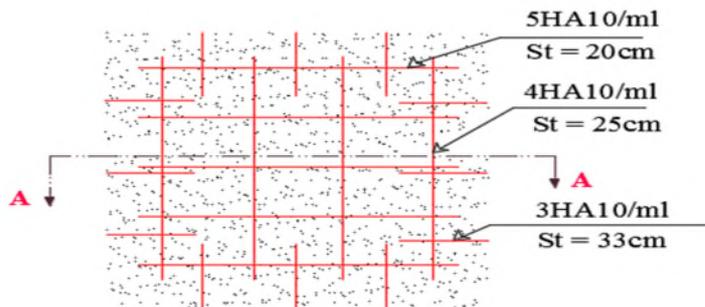


Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

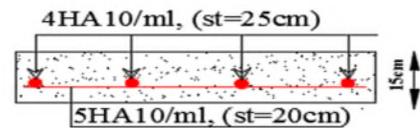


Figure III. 21 : Coupe A-A détails de ferrailage

III.5. Calcul des poutres de chaînage

III.5.1. Définition

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaire à la structure elles de porte a faux.

III.5.2. Dimensionnement

On à deux (2) type des poutres de chaînages

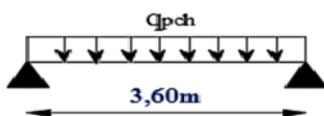


Figure III. 22: Schéma statique de la poutre de chaînage Type 1

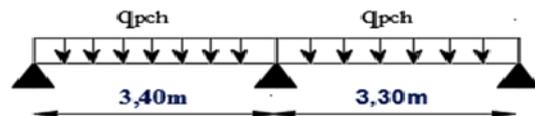


Figure III. 23: Schéma statique de la poutre de chaînage Type 2

D'après le **RPA99/2003 (Art 9.3.3)**, elle doit vérifiée la condition de la flèche suivante :

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées (coté escalier) avec $L_{max} = 3.30m$

$$\text{Donc } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22cm \leq h \leq 33cm$$

➤ **Exigences du RPA 99/2003** (Article 9.3.3)

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ h/b < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{soit: } h = 30cm \text{ et } b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.5.3. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur

- Poids propre : $P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $P_{mur} = 2.79 \times 2.76 = 7.70 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 1.35 \times (P_{pp} + P_{mur}) = 13.43 \text{ KN/ml} \\ M_0^u = \frac{q_u \times L_{max}^2}{8} = 21.76 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = 24.17 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} q_s = P_{pp} + P_{mur} = 9.95 \text{ KN/ml} \\ M_0^s = \frac{q_s \times L_{max}^2}{8} = 16.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les resultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III. 29 : Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de chaînage

Position	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Type 1	-6.53	/	18.50	24.17	-4.84	/	13.70
Type 2	-5.82	-11.64	14.55	26.26	-4.31	-8.63	10.78
Max	-6.53	-11.64	18.50	26.26	-4.84	-8.63	13.70

III.5.4. Le ferrailage

➤ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 30 : Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	18.5	0,059	0,077	0,261	2.03	0,99	3HA12 = 3.39
Appui inter	-11.64	0,037	0,047	0,264	1,26	0,99	3HA12 = 3.39
Appui de rive	-6.53	0,021	0,026	0,267	0.70	0,98	3HA12 = 3.39

III.5.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications À l'ELU

✓ **Effort tranchant CBA93** (Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.26 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.32 \text{MPa} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

⇒ Condition vérifiée ; pas risque de cisaillement

✓ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{mm BAEL91 (Article III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = \phi 8 = 0.5 \text{cm}^2$.

✓ **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 24.3 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 67.80 \text{cm CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$.

b) Vérifications À l'ELS

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 31 : Vérification les contraintes dans le béton

position	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Travée	13.70	23477	8.02	4.68	15	vérifier
Appuis	8.63	23477	8.02	2.95	15	vérifier

✓ **Vérification de la contrainte dans l'acier**

On a une fissuration nuisible donc on doit vérifier σ_{st}.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}}\right).$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 32 : Vérification les contraintes dans l'acier

position	M _{ser} (KN.m)	η	f _{t28} (MPa)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
En travée	13.70	1.6	2.1	23477	8.02	166.12	201.63	vérifier
En appuis	8.63	1.6	2.1	23477	8.02	104.64	201.63	vérifier

Remarque : Les conditions de la contrainte sont vérifiées.

✓ **Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0.09 > 0.08 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 3.39\text{cm}^2 < 8.50 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3.60\text{m} \leq 8 \text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III.5.6. Schéma de ferrailage

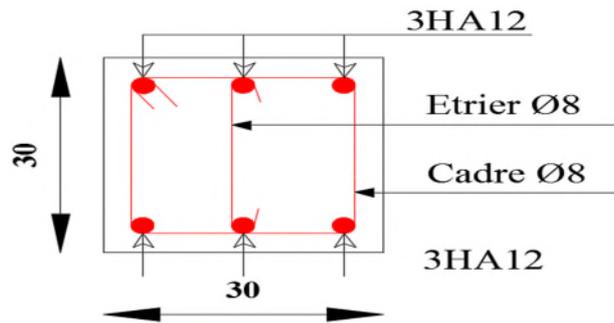


Figure III. 24 : Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Étude de l'acrotère

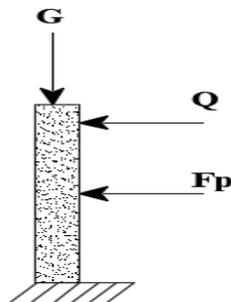


Figure.III.25. Schéma statique de l'acrotère

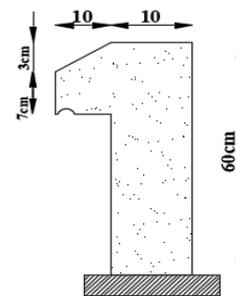


Figure.III.26. Acrotère

III.6.1. Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

III.6.2. Évaluation des charges et surcharges

$G_{tot} = 2.253 \text{ KN/m}$ (Calculée dans le titre II .2.5.L'acrotère)

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

✓ **La force horizontale sismique : (RPA 99/2003 Art 6.2.3)**

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

A : Coefficient d'accélération de zone, (zone IIa, groupe 2)(Tab(4-1) du RPA99/2003).

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99/2003).

W_P : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : $A=0.15$; $C_P=0.8$; $W_p=2.253 \text{ KN/ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,253 = 1,08 \text{ KN}$

Tel que : (BAEL91/99 Artc A. 4.3.5)

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) ; e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \times \Phi) ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : excentricité structurelle

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

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.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

L_f :Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$\alpha = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 ; e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm} \text{ et } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.00864\text{m}$$

Donc : $e = 0.00864 + 0.296 + 0.02 = 0.325\text{ m}$

➤ **Les sollicitations corrigées sont**

$N_u = 3,04\text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 3,04 \times 0.325 = 0.99\text{KN.m}$

➤ **Ferraillage ELU**

$N_u = 3.04\text{ KN}$

$M_u = 0.99\text{KN.m}$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.99}{3.04} = 0.325\text{ m} > y_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

⇒ Section partiellement comprimée (SPC)

Le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.99 + 3,04 \times \left(0,075 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,066\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{1 \times 0,075^2 \times 14,2} = 0,0133 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0168 \text{ et } Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0744$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{0,0744 \times 348} = 0,412 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,412 \times 10^{-4} - \frac{3,04 \times 10^{-3}}{348} = 0,403 \text{ cm}^2$$

III.6.5. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 1 \times 0,075 \times \frac{2,1}{400} = 0,905 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement

1-Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2-Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = \min(2,5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,08 + 1 = 2,08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,075} = 0,0277 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ Vérification de l'adhérence

$$\zeta_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad ; \quad \sum \mu_i: \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\zeta_{se} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,075 \times 0,0754} = 0,408 \text{ MPa}$$

$$\bar{\zeta}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\Rightarrow \zeta_{se} < \overline{\zeta_{se}} \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

b) Vérifications à l'ELS

$M_{serG}=0.6\text{KN.m}$; $N_{ser}=2.253\text{KN}$; $d=10 - 2.5=7.5\text{cm}$; $\eta = 1.6$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sc} = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ MPa, (FN)} \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$Y_{ser}=Y_c+CetC = d- e_1$

Avec e_g : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.253} + (0.075 - \frac{0.1}{2}) = 0.29\text{m}$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'exterieur de la section $\Rightarrow c = 0.075 - 0.29 = -0.215\text{m}$

$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

Avec : $\begin{cases} p = -3C^2 + (d - C) \times 90 \times A_s \div b \\ q = -2C^3 - (d - C)^2 \times 90 \times A_s \div b \end{cases}$

$P = -3 \times (-0,215)^2 + (0,075 + 0,215) \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \div 1 = -0,1334 \text{ m}^2.$

$q = -2 \times (-0,215)^3 - (0,075 + 0,215)^2 \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \div 1 = 0,0184 \text{ m}^3.$

On remplaçant **q** et **p** dans (1), sa résolution donne :

Soit : $\Delta = 4P^3 + 27q^2 = 9,07 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$-C \leq yc \leq h-C \Leftrightarrow 0,215 \leq yc \leq 0,315$

$$\begin{cases} y_{c1} = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.234 \\ y_{c2} = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0.421; \text{ Avec } \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 0.422 \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 168.86^\circ \end{cases} \\ y_{c3} = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.187 \end{cases}$$

Donc, on prend $yc = 0,234 \Rightarrow y_{ser} = 0,019\text{m}$

✓ Calcul des contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} Y_{ser}^2 - A(d - Y_{ser}) = 1.692 \times 10^{-4} m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times Y_{ser} = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - Y_{ser}) = 11.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa, FN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.6.6. Schéma de Ferrailage

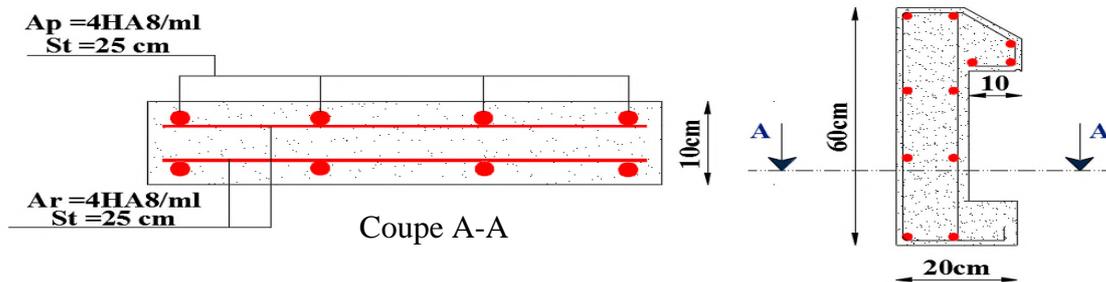


Figure III. 27. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. Conclusions :

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+8 + entre sol contreventé par voile-portique avec le logiciel ETABS version 2016.

IV.2Méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode :

Selon le **RPA99/2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zones I et II_a et à 30m en zones II_b et III.

b) Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre condition complémentaire énumérées le **RPA99/V2003 (Article 4.1.2)**.

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

❖ **Détermination des coefficients**➤ **Coefficient d'accélération [A]**

D'après la classification sismique des wilayas : Bejaia → Zone **II_a**

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Bâtiment à usage d'habitation ayant une hauteur totale inférieure à 48m → groupe **2**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : **A=0,15 (Tableaux 4.1 du RPA99/V2003).**

➤ **Coefficient du comportement global de la structure [R]**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé avec justification de l'interaction : **R=5 (Tableau 4.3 du RPA99/V2003).**

➤ **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad (\text{Tableau 4.4 du RPA99/2003})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Condition minimale des files porteuses	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Les pénalités selon le sens x-x : $Q_x = 1,15$

Les pénalités selon le sens y-y : $Q_y = 1,15$

Le facteur de correction d'amortissement D

D'après la formule 4.3 du RPA99/V2003

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10\% \Rightarrow \quad \text{D'où } \eta = 0,76$$

➤ **Période [T1] et [T2] du site considérée**

D'après le rapport géotechnique, notre site est meuble S₃

T₁=0.15s ; T₂=0.5s (**Tableau 4.7 du RPA99/2033**)

➤ **Poids totale de la structure [W]**

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi}: Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération (**Tableau 4.5 du RPA99/2003**) → β=0,2

A partir du logiciel **ETABS 2016** on trouve le poids total de la structure :

$$W_T = 69637 \text{ KN}$$

➤ **Le facteur d'amplification dynamique moyen D**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \text{ RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **La période fondamentale de la structure**

La période fondamentale correspond à la petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/2003.

$$T_{\min} = \begin{cases} T = C_T h_n^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

h_n = 32,13m : Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.

C_T = 0,05 : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximale du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05 \times 32,13^{3/4} = 0,67s.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} L_x = 31,15 \text{ m} \\ L_y = 17,35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,67; 0,52) = 0,52s \\ T_y = \min(0,67; 0,69) = 0,67s \end{cases}$$

On a $T_2 = 0.5s$

$T_2 < T < 3s$ Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,85 \\ D_y = 1,56 \end{cases}$$

➤ **La force sismique totale à la base de la structure est :**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ RPA99/2003(Art4.2.3)}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,15}{5} \times 69637 = 4444,58\text{KN} \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,56 \times 1,15}{5} \times 69637 = 3747,86\text{KN} \end{cases}$$

IV.5.2. Méthode dynamique

a) 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 permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.5.2.1. Méthode d'analyse Spectrale modale

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. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/2003 prévoit de faire la vérification suivante:

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Avec, V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modale spectrale).

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA99/V2003**).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(art4.13)}$$

Avec:

T : période fondamentale de la structure.

T1, T2 : période caractéristique associés à la catégorie du site (S3).

S_a : accélération spectrale.

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

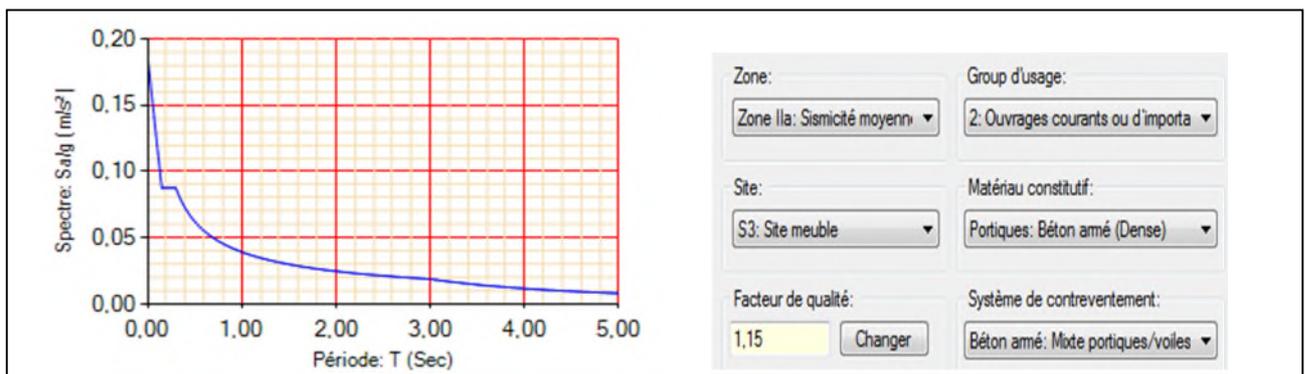


Figure IV. 1.Spectre de réponse

IV.6. Modélisation de la structure par ETABS 2016

IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

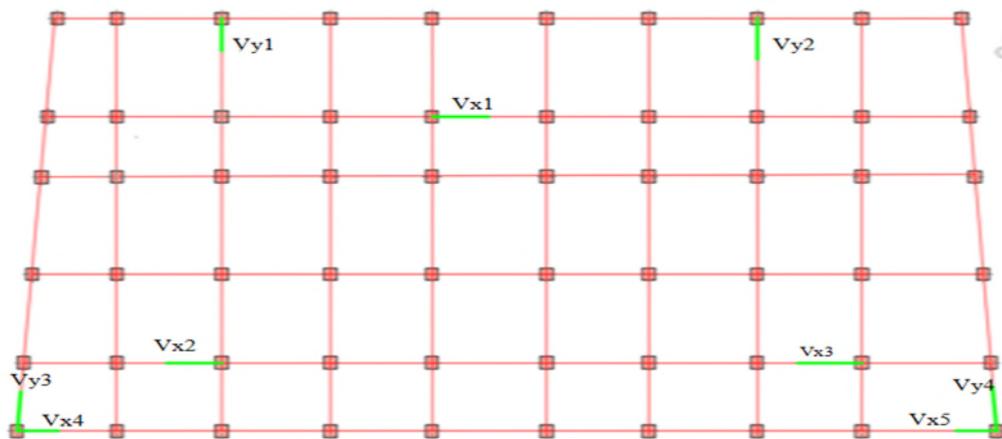


Figure IV. 2. : Disposition des voiles de contreventement.

➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y avec une période fondamentale $T_y = 1.122$ s

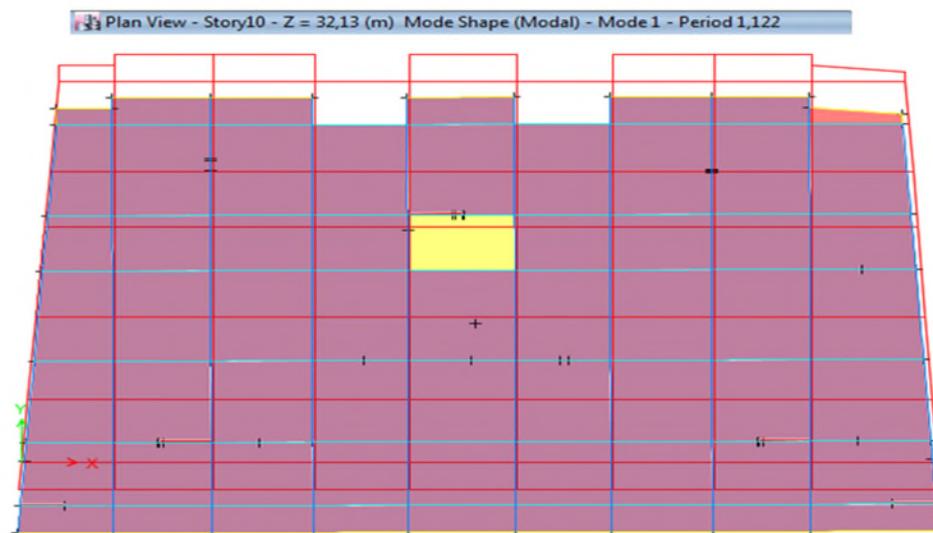


Figure IV. 3. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X avec une période fondamentale $T_x = 1.115$ s

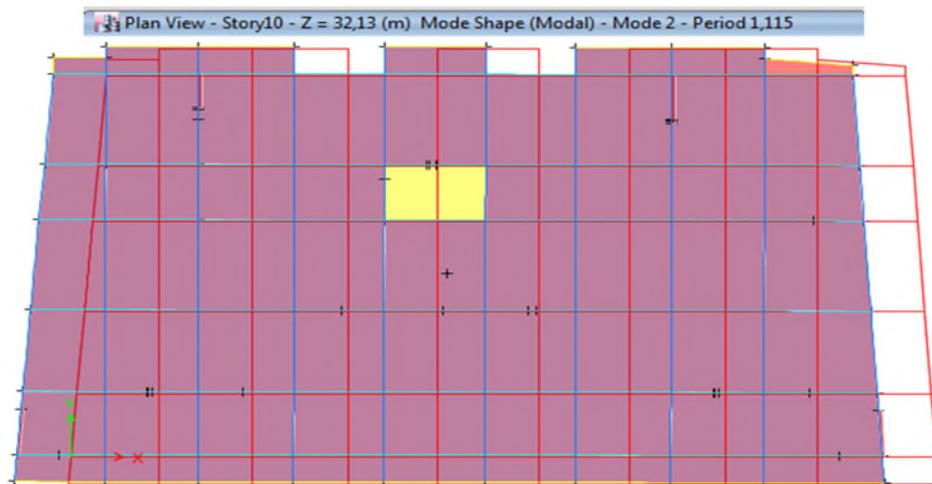


Figure IV. 4. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

- Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

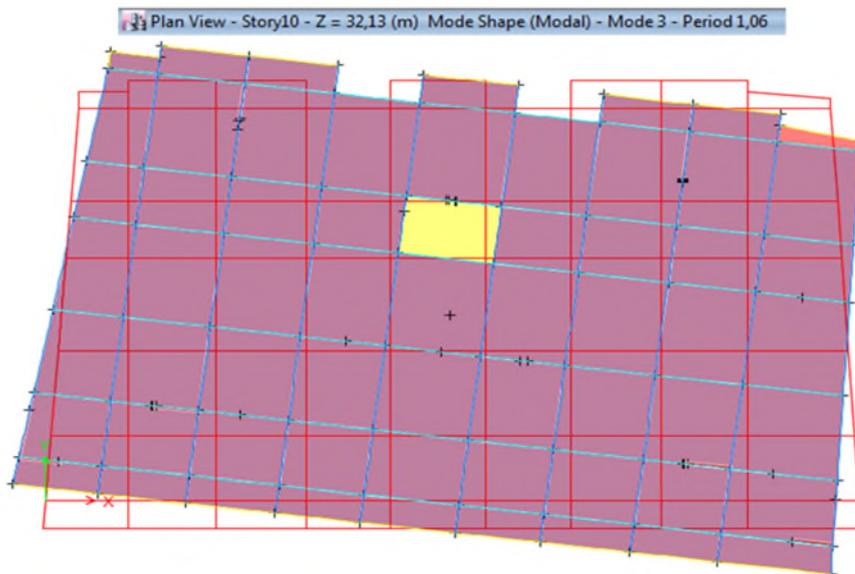


Figure IV. 5. Mode 3 (Translation suivant l'axe Z-Z)

IV.6.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV. 2. Périodes et taux de participation

Mode	Période	Mode individuel		Somme cumulée	
	Sec	UX	UY	UX (%)	UY (%)
1	1,122	0,0011	0,7573	0,0011	0,7573
2	1,115	0,7550	0,0010	0,7561	0,7584
3	1,060	0,0001	0,0003	0,7563	0,7587
4	0,353	0,0013	0,1265	0,7575	0,8851
5	0,344	0,1294	0,0018	0,8869	0,8870
6	0,320	0,0043	0,0010	0,8912	0,8880
7	0,182	0,0039	0,0463	0,8952	0,9343
8	0,178	0,0419	0,0055	0,9371	0,9398
9	0,155	0,0049	0,0006	0,9419	0,9404
10	0,112	0,0134	0,0104	0,9553	0,9508
11	0,110	0,0097	0,0168	0,9650	0,9675
12	0,092	0,0031	0,0003	0,9681	0,9678

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, ($V_{dynamique} > 0.8V_{statique}$) nous avons :

Tableau IV. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V dynamique(KN)	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	observation
Sens x-x	2626,25	4444,58	3555,66	non vérifiée
Sensy-y	2628,35	3747,86	2998,29	non vérifiée

On remarque que les résultats des forces sismiques à la base ne sont pas vérifiées, dans ce cas le RPA99/2003 exige d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$.

Sens x-x : $0,8 V_{st}/V_{dyn} = 1,35$.

Sens y-y : $0,8 V_{st}/V_{dyn} = 1,14$.

IV.7. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

➤ Justification de l'interaction voiles-portiques

✓ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	70225,2716	6394,9458	91,6537	8,3463
RDC	62251,0953	5167,0895	92,3358	7,6642
1	54742,1315	4720,3555	92,0616	7,9384
2	47319,6705	4321,980	91,6308	8,3692
3	40084,5216	3866,895	91,2019	8,7981
4	32951,3904	3364,0372	90,7366	9,2634
5	25996,848	2801,4961	90,2720	9,7280
6	19210,8371	2180,2624	89,8076	10,1924
7	12609,2712	1503,3558	89,3475	10,6525
8	6253,7609	707,1386	89,8413	10,1587

✓ Sous-charges horizontales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Entre sol	1140,771	1393,088	45,0211	54,9789	1241,450	1335,451	48,1761	51,8239
RDC	1675,949	651,3440	72,0128	27,9872	1755,646	538,023	76,5431	23,4569
1	1459,961	727,6770	66,7368	33,2632	1668,291	461,3530	78,3366	21,6634
2	1443,772	601,8004	70,5803	29,4197	1569,719	399,957	79,6943	20,3057
3	1308,003	568,4345	69,7067	30,2933	1504,831	291,609	83,7674	16,2326
4	1235,376	451,7118	73,2253	26,7747	1301,017	301,6640	81,1775	18,8225
5	1041,779	432,3821	70,6693	29,3307	1186,534	220,4823	84,3298	15,6702
6	920,5330	302,1802	75,2861	24,7139	930,0820	220,9541	80,8039	19,1961
7	651,7037	263,7026	71,1928	28,8072	759,1295	127,7675	85,5939	14,4061
8	618,9496	181,4173	77,3332	22,6668	661,9310	204,7382	76,3764	23,6236

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction sous charges horizontal et charges verticales est vérifiée.

➤ Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité

par la condition suivante :
$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : L'aire (la section brute) de poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau IV. 6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (KN)	Type de poteaux	B _c (cm ²)	<i>v</i>
Entre sol	3195,82	65*65	4225	0,300
RDC	2754,11	60*65	3900	0,282
1	2242,51	60*60	3600	0,249
2	1771,71	55*60	3300	0,214
3	1361,5	55*55	3025	0,180
4	1024,21	50*55	2750	0,148
5	759,94	50*50	2500	0,121
6	526,5	45*50	2250	0,093
7	360,88	45*45	2025	0,071
8	187,05	40*45	1800	0,041

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que l'effort normal réduit est vérifié, donc pas de rupture fragile au niveau des poteaux.

➤ Vérification des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**art 5.10 RPA99/V2003**).

* Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Art : 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 5)

*Le déplacement relatif de niveau k par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art: 4.4.3)}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7. Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_k$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_k$ (%)
Entre sol	459	0,164	0,822	0	0,822	0,1791	0,167	0,833	0	0,833	0,181

RDC	306	0,372	1,861	0,822	1,039	0,3394	0,381	1,904	0,833	1,072	0,350
1	306	0,610	3,051	1,861	1,190	0,3889	0,630	3,149	1,904	1,245	0,407
2	306	0,858	4,291	3,0505	1,241	0,4054	0,890	4,448	3,149	1,299	0,425
3	306	1,106	5,529	4,291	1,238	0,4046	1,143	5,715	4,448	1,267	0,414
4	306	1,343	6,713	5,529	1,184	0,3868	1,382	6,911	5,715	1,197	0,391
5	306	1,563	7,813	6,713	1,101	0,3596	1,597	7,987	6,911	1,076	0,351
6	306	1,757	8,787	7,813	0,974	0,3183	1,786	8,929	7,987	0,943	0,308
7	306	1,922	9,612	8,787	0,825	0,2694	1,943	9,714	8,929	0,785	0,257
8	306	2,062	10,31	9,612	0,698	0,2279	2,076	10,381	9,714	0,667	0,218

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (effet de second ordre) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_K = \sum n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi}) \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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 $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$, les effets [P-Δ] peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre

par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$

Si $\theta_K > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 8. Vérification de L'effet [P- Δ]

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk (cm)	V_k (KN)	θ_K	Δk (cm)	V_k (KN)	θ_K
Entre sol	459	69637,002	0,822	2626,2458	0,0475	0,8325	2628,351	0,0481
RDC	306	61113,567	1,0385	2540,922	0,0816	1,0715	2543,596	0,0841
1	306	53883,137	1,19	2406,0882	0,0871	1,245	2410,342	0,0909
2	306	46783,65	1,2405	2237,7605	0,0848	1,299	2243,467	0,0885
3	306	39814,801	1,238	2037,7351	0,0790	1,2665	2042,084	0,0807
4	306	32920,937	1,1835	1813,6397	0,0702	1,1965	1815,292	0,0709
5	306	26145,561	1,1005	1567,3913	0,0599	1,0755	1565,664	0,0587
6	306	19478,853	0,974	1276,2704	0,0486	0,9425	1272,184	0,0472
7	306	12947,764	0,8245	933,9354	0,0374	0,785	931,6970	0,0357
8	306	6513,8681	0,6975	521,4927	0,0285	0,667	524,5446	0,0271

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, on fixe les dimensions des éléments comme suit :

Tableau IV. 9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	Entre -sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Poteaux (cm²)	65*65	60*65	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	40*45
P.P (cm²)	30*35									
P.S (cm²)	30*30									

Tableau IV. 10. Dimensions finales des voiles

Localisation	V_{x1}	$V_{x2}; V_{x3}$	$V_{x4}; V_{x5}; V_{y1}$	V_{y2}	$V_{y3}; V_{y4}$
Entre sol (m ²)	0,2*1,85	0,2*1,75	0,2*1,5	0,2*2,15	0,2*2,0
Etage (m ²)	0,15*1,85	0,15*1,75	0,15*1,5	0,15*2,15	0,15*2,0

IV.8. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinale

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0,8 \%$ de la section de béton.
- $A_{\max} = 4 \%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6 \%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\emptyset_{\min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de $40\emptyset$.
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99/2003 sont rapportées dans le tableau V.1.

Tableau V. 1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau(cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol	65*65	33.8	169	253.5
RDC	65*60	31.2	156	234
1	60*60	28.8	144	216
2	60*55	26.4	132	198
3	55*55	24.2	121	181.5
4	55*50	22	110	165
5	50*50	20	100	150
6	50*45	18	90	135
7	45*45	16.2	81	121.5
8	45*40	14.4	72	108

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après (RPA99/2003 article 7.4.2.2):

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

✓ V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

✓ ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

✓ **En zone nodale** : $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{zone IIa}$

✓ **En zone courante** : $t \leq 15\phi_l^{min} \dots \dots \dots \text{zone IIa}$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t^{min}$.

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V. 2. Sollicitation dans les poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Entre sol	3195.82	194.63	-982.97	31.73	209.39	26.02	146.39
RDC	2754.11	99.52	-405.77	62.97	210.09	-16.31	160.96
1	2242.51	48.82	-213.87	107.17	160.65	152.47	143.11
2	1771.72	35.97	-29.48	75.39	152.81	284.60	127.08
3	1361.50	29.31	42.40	15.30	127.37	827.42	112.28
4	1024.21	41.27	54.81	13.97	105.38	195.21	90.77
5	798.37	9.01	39.16	8.06	93.81	501.16	69.34
6	594.86	7.49	-21.22	18.21	68.55	372.28	53.01
7	394.26	9.25	-101.39	12.03	56.98	252.41	39.20
8	199.40	21.13	-55.96	15.80	44.80	97.29	32.55

V.2.3. Calcul du ferrailage

❖ **Ferrailage longitudinal**

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

Exemple de calcul

Soit les poteaux du 3^{ème} étage (55*55) :

Soit : $N^{max} = 1361.50 \text{ KN}$; $M^{corr} = 29.31 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 55 - 3 = 53 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{|M|}{N} = 0.021 < \frac{h}{2} = 0.275 \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivant :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 362.88 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 0.362 \geq 0.9$$

Donc la section est partiellement comprimée **SPC**. Le calcul sa fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{362.88 \times 10^{-3}}{2.75} = 0,132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.178$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.48 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Zf_{st}} = \frac{362.88 \times 10^{-3}}{400 \times 0.48} = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 18.9 - \frac{1361.5 \times 10^{-3}}{400} = -15.25 \text{ cm}^2$$

$$A = 0$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau V. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Entre sol	65*65	0	33.8	37.70	12HA20
RDC	65*60	0	31.2	33.70	8HA20+4HA16
1	60*60	5.31	28.8	33.70	8HA20+4HA16
2	60*55	3.35	26.4	28,65	4HA20+8HA16
3	55*55	0.18	24.2	28.65	4HA20+8HA16
4	55*50	2.73	22	22,24	8HA16+4HA14
5	50*50	0	20	20,36	4HA16+8HA14
6	50*45	0.69	18	18,47	12HA14
7	45*45	0.27	16.2	18,47	12HA14
8	45*40	1.46	14.4	15,21	4HA14+8HA12

Tableau V. 4. Ferrailage transversales des poteaux

niveaux	Entresol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Sections	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45	45*40
ϕ_l^{min} (cm)	2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	321.3	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.94	3.57	3.57	3.89	3.89	4.28	4.28	4.77	4.77	5.36
V(KN)	146.39	160.96	143.11	127.08	112.28	90.77	69.34	53.01	39.2	32.55
$t_{zone n}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone c}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	3.17	3.48	3.35	2.98	2.87	2.32	1.95	1.35	1.23	1.20
A_t^{min} (cm ²)	2.05	4.27	3.95	3.18	3.18	2.4	2.4	1.61	1.61	1.02
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8	4HA8

D'après le code du béton armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

- 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.

On prend comme exemple le poteau (65*65), avec une longueur de $l_0=4.24\text{m}$ et un effort normal égale à : 3195.82KN.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots \text{CBA93(Article B8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement l.

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots si \lambda > 50 \end{cases}$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 2.97m \text{ Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.188m \quad \text{rayon de giration.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 15.8 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = 0.3969 \text{ m}^2.$$

Donc :

$$N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.19 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7088.25 \text{ KN.}$$

On a : $N_{max} = 3195.82 \text{ KN} < N_u$. Vérifiée → pas de risque de flambement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V. 5: Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	l	α	λ	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	observation
Entre Sol	65*65	2.97	0.118	0.82	15.80	37.70	0.3969	3.195	7.10	Vérifiée.
RDC	65*60	1.90	0.188	0.84	10.11	33.70	0.3780	2.754	6.86	Vérifiée.
1	60*60	1.90	0.173	0.83	10.98	33.70	0.3364	2.242	6.14	Vérifiée.
2	60*55	1.90	0.173	0.83	10.98	28.65	0.3074	1.771	5.55	Vérifiée.
3	55*55	1.90	0.159	0.83	11.95	28.65	0.2809	1.361	5.14	Vérifiée.
4	55*50	1.90	0.159	0.83	11.95	22.24	0.2544	1.024	4.55	Vérifiée.
5	50*50	1.90	0.144	0.83	13.19	20.36	0.2304	0.798	4.13	Vérifiée.
6	50*45	1.90	0.144	0.83	13.19	18.47	0.2064	0.594	3.69	Vérifiée.
7	45*45	1.90	0.130	0.82	14.62	18.47	0.1849	0.394	3.33	Vérifiée.
8	45*40	1.90	0.130	0.82	14.62	15.21	0.1634	0.199	2.92	Vérifiée.

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc \ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

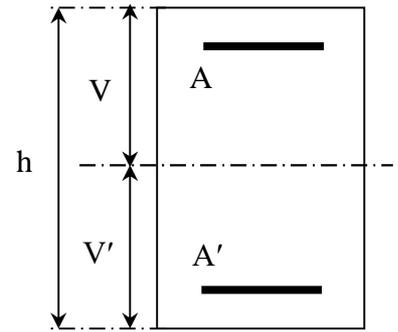


Figure V. 1. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Entre sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
sections	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45	45*40
d (cm)	62	62	57	57	52	52	47	47	42	42
A (cm ²)	37,70	33,70	33,70	28,65	28,65	22,24	20,36	18,47	18,47	15,21
V (cm)	35,98	35,88	33,32	33,11	30,54	30,15	27,39	27,41	24,85	24,69
V' (cm)	29,02	29,11	26,68	26,89	24,45	24,85	22,60	22,59	20,15	20,30
I _{yy'} (m ⁴) 10 ⁻³	19,20	17,71	14,03	12,67	9,80	8,7	6,5	5,9	4,3	3,8
N _{ser} (KN)	1610,92	1404,81	1220,54	1045,47	888,81	734,99	583,91	435,21	288,66	146,81
M _{ser} (KN.m)	34,17	28,40	25,69	21,61	23,55	21,66	23,87	21,94	24,29	32,01
M _{serG} (KN.m)	90,27	75,95	66,26	54,14	50,62	41,14	37,85	32,44	31,01	35,23
σ _{bc1} (MPa)	5,05	4,73	4,55	4,22	4,14	3,81	3,67	3,24	3,03	3,01
σ _{bc2} (MPa)	2	1,93	1,71	1,65	1,32	1,21	0,77	0,48	-0,19	-1,15
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15

• Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
Entre sol	65*65	3.213	4.94	0.04	62	146.39	0.36	1	Vérifiée.
RDC	65*60	2.142	3.29	0.04	62	160.96	0.43	1	Vérifiée.
1	60*60	2.142	3.57	0.04	57	143.11	0.42	1	Vérifiée.
2	60*55	2.142	3.57	0.04	57	127.08	0.41	1	Vérifiée.
3	55*55	2.142	3.89	0.04	52	112.28	0.39	1	Vérifiée.
4	55*50	2.142	3.89	0.04	52	90.77	0.35	1	Vérifiée.
5	50*50	2.142	4.28	0.04	47	69.34	0.30	1	Vérifiée.
6	50*45	2.142	4.28	0.04	47	53.01	0.25	1	Vérifiée.
7	45*45	2.142	4.76	0.04	42	39.20	0.21	1	Vérifiée.
8	45*40	2.142	4.76	0.04	42	32.55	0.19	1	Vérifiée.

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V. 8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	Entre sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
l' (cm)	P.P	70	70	70	70	70	70	70	70	70
	P.S	60	60	60	60	60	60	60	60	60
h' (cm)	76.5	65	61.2	61.2	61.2	61.2	61.2	61.2	61.2	61.2

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.2.5. Schémas de ferrailage

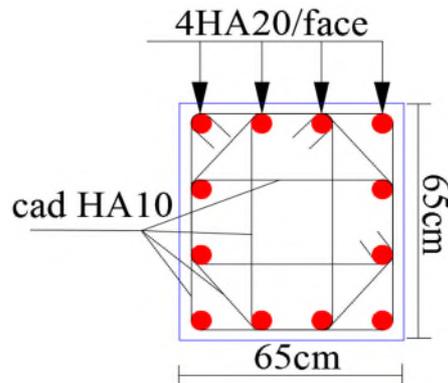


Figure V. 2. Schéma de ferrailage poteau entre sol

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Le calcul par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** est comme suit :

- Combinaisons fondamentales selon RPA99/V2003 :

$$ELU = 1,35G + 1,5Q \text{ et } ELS = G + Q$$

- Combinaisons accidentelles selon RPA99/V2003 :

$$ELA : G + Q \pm 1,2E \text{ et } 0,8G \pm E$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- □ Poutres principales (30×35)
- □ Poutres secondaires (30×30)

V.3.1. Recommandations du RPA 99/2003

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de " $L_r \geq 40 \times \emptyset$ " en zone IIa[RPA99/V2003 Art (7.5.2.1)].
- ✓ Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 - $S_t \leq \min (h/4 ; 12\emptyset_l)$ en zone nodale.
 - $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre \emptyset_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 .1. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables donnés par « ETABS 2016 » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{Travée}}$ (KN.m)	V (KN)	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{Travée}}$ (KN.m)	V (KN)
Etage courant	78.14	61.26	107	49.84	49.49	62.37
terrasse	51.28	22.65	61.58	29.97	28.91	27.39

V.3.2.2. Les armatures longitudinales

Les résultats des sollicitations maximales et de ferrailages des poutres de chaque niveau sont Résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10. Les armatures longitudinales dans les poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	combinaison	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Etages courants	Principale	30*35	Appui	G+Q-Ey	6.36	5.25	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	ELU	5.75		3HA14+2HA12=6.88
	Secondaire	30*30	Appui	G+Q+Ey	3.95	4.50	3HA14=4,62
			Travée	G+Q+Ex	3.92		3HA14=4,62
Terrasse	Principale	30*35	Appui	ELU	4.75	5.25	5HA12=5.65
			Travée	G+Q-Ey	1.75		3HA12=3.39
	Secondaire	30*30	Appui	G+Q+Ex	2.33	4.50	3HA12=3.39
			Travée	G+Q+Ex	2.25		3HA12=3.39

V.3.2.3. Les armatures transversales

➤ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales} : \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \\ \text{poutres secondaires} : \phi_t \leq \min(12; 8,57; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

✓ **poutres principales**(30 × 35)cm² : $\phi_t \leq \min(12; 10; 30)$ mm

✓ **poutres secondaires**(30 × 30)cm²: $\phi_t \leq \min(12; 8,57; 30)$ mm

Soit $\phi_t = 8$ mm et $A_t = 4\phi_8 = 2.01$ cm² (un cadre + un étrier) ϕ_8 .

➤ Calcul des espacements S_t

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1^{\min})$

✓ poutres principales: $S_t \leq \min(8,75; 14,4) \rightarrow S_t = 8$ cm

✓ poutres secondaires: $S_t \leq \min(7,5; 14,4) \rightarrow S_t = 7$ cm

En zone courante : $S_t \leq h/2$

✓ poutres principales: $S_t \leq 17,5 \rightarrow S_t = 15$ cm

✓ poutres secondaires: $S_t \leq 15 \rightarrow S_t = 15$ cm

➤ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,3\% \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Pour l'ensemble des poutres :

- ❖ **En zone courante** : $A_{max} = 4\%(b \times h)$
 - ✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 36 \text{ cm}^2$
- ❖ **En zone de recouvrement** : $A_{max} = 6\%(b \times h)$
 - ✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

➤ **Vérifications à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.38 \text{ cm}^2 \leq A_{cal}$$

- ✓ Poutres principales : $A_{min} = 1,159 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{min} = 0,99 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{FPN}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (kN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principales	107	1,08	3,33	Vérifiée
Secondaires	62.37	0.63	3,33	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis du cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (kN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principales	107	78,14	4,62	0,27	-1,71	Vérifiée
Secondaires	62,37	49.84	4,62	0,16	-1,10	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

✓ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Tel que :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \text{ et } I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton

plancher	Poutres	Localisation	Mser (kN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
terrasse	Poutres principales	Appuis	34,53	54323	11,12	7,72	15	Vérifiée
		Travées	44,81	3658	9,02	2,24	15	Vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	10,65	3658	9,02	2,57	15	Vérifiée
		Travées	10,02	3658	9,02	1,79	15	Vérifiée
Etages courants	Poutres principales	Appuis	37,72	62791	12,02	6,61	15	Vérifiée
		Travées	9,07	62791	12,02	8,57	15	Vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	10,43	46636	10,25	2,34	15	Vérifiée
		Travées	7,27	46636	10,25	2,20	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} \\ L \leq 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = 0,087 \geq \max(0,0625; 0,085) = 0,085 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$A_t = 6,88\text{cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 0,3 \times 0,33}{400} \times 10^4 = 10,40\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$L = 4,01\text{m} \leq 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = 0,072 \geq \max(0,0625; 0,085) = 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifié.}$$

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 0,3 \times 0,28}{400} \times 10^4 = 8,82\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$L = 4,20\text{m} \leq 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est

$$\text{nécessaire. } \Delta f_t \leq f_{\text{adm}} ; L = 4,20\text{m} < 5\text{m} \Rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 8,4\text{mm.}$$

Sous j; $q_j = 2,25\text{KN/ml}$: Poids propre de la poutre seulement.

Sous g; $q_g = 8,03\text{kn/m}$: Poids propre de la poutre et poids de mur avec ouverture

$$\text{Tel que : } P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}}(h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}) * 0,75 = 2,79(3,06 - 0,3) * 0,75 = 5,78\text{KN/ml.}$$

Sous p; $q_p = 9,53\text{KN/ml}$: Poids total revenant à la poutre.

✓ En appliquant la méthode de sections (RDM) pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous j: } q_j = 2,25\text{KN/ml} \Rightarrow M_j = 3,72\text{KN.m} ; \sigma_{\text{st}}^j = 41,60\text{MPa} ; \mu_j = 0.$$

$$\text{Sous g: } q_g = \frac{8,03\text{kn}}{\text{ml}} \Rightarrow M_g = 13,28\text{KN.m} ; \sigma_{\text{st}}^g = 148,48\text{MPa} ; \mu_g = 0,18277 .$$

$$\text{Sous p: } q_p = 9,53\text{KN/ml} \Rightarrow M_p = 15,76\text{KN.m} ; \sigma_{\text{st}}^p = 176,126\text{MPa} ; \mu_p = 0,25677.$$

$$\rho = 0,404\% ; \begin{cases} y = 4,85\text{cm} \\ I = 31054\text{cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} \lambda_i = 8,97 \\ \lambda_v = 3,59 \end{cases} ; I_0 = 88698\text{cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818,86\text{MPa} \\ E_i = 32456,60\text{MPa} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} I_{fji} = 256795\text{cm}^2 ; I_{fgi} = 97281\text{cm}^2 ; I_{fpi} = 77731\text{cm}^4 ; I_{f_{gv}} = 15508\text{cm}^4 \\ f_{ji} = 0,079\text{mm} ; f_{gi} = 0,742\text{mm} ; f_{pi} = 1,102\text{mm} ; f_{g_v} = 1,396\text{mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{g_v} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,68\text{mm} < \bar{f} = \frac{4200}{500} = 8,4\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Schémas de ferrailage

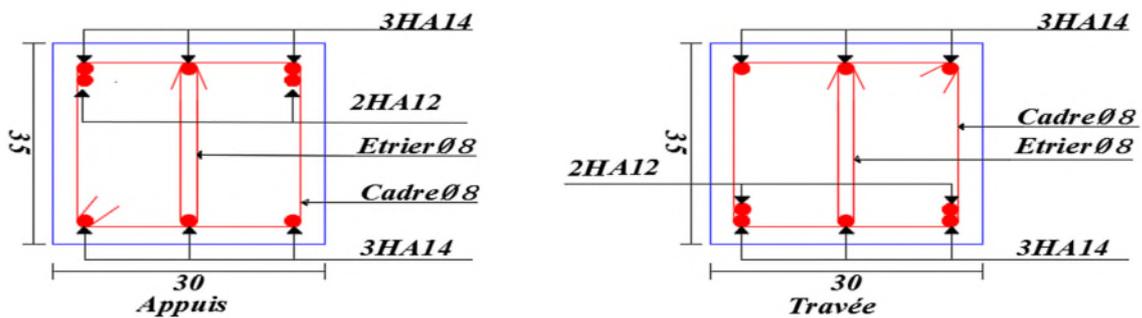


Figure V. 3. Schéma de ferrailage poutre principal étage courant

➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

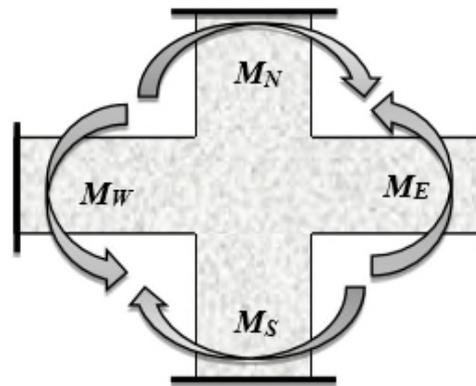


Figure V. 4. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec } Z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 14. Moments résistants dans les poteaux sens (x-x)

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_S (cm ²)	A_N (cm ²)	σ_s (MPa)	M_{RS} (KN. m)	M_{RN} (KN. m)
Entre-sol	65	58,8	12.57	12.57	400	294.14	294.14
RDC	65	58,5	11.43	24	400	267.46	561.60
1	60	54	11.43	22.86	400	260.60	493.78
2	60	54	10.30	21.73	400	222.48	469.37
3	55	49,5	10.30	20.60	400	203.94	407.88
4	55	49,5	7.57	17.87	400	149.89	353.83
5	50	45	6.63	14.20	400	119.34	255.60
6	50	45	6.16	12.79	400	110.88	230.22
7	45	40,5	6.16	12.32	400	99.79	199.58
8	45	40,5	5.34	0	400	96.12	0

Tableau V. 15. Moments résistants dans les poteaux sens (y-y)

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_S (cm ²)	A_N (cm ²)	σ_s (MPa)	M_{RS} (KN. m)	M_{RN} (KN. m)
Entre-sol	65	58,8	12.57	12.57	400	294.14	294.14
RDC	60	54	11.43	24	400	246.89	518.4
1	60	54	11.43	22.86	400	246.89	493.78
2	55	49.5	10.30	21.73	400	203.94	430.25
3	55	49.5	10.30	20.60	400	203.94	407.79
4	50	45	7.57	17.87	400	136.26	321.66
5	50	45	6.63	14.20	400	119.34	255.60
6	45	40.5	6.16	12.79	400	99.79	207.20
7	45	40,5	6.16	12.32	400	99.79	199.58
8	40	36	5.34	0	400	85.44	0

Tableau V. 16. Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	localisation	H (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (kN.m)
Entre sol	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90

		Appui			4,62	400	49,90
RDC	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
1	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
2	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
3	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
4	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
5	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,62	400	49,90
6	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90
		Appui			4,42	400	49,90
7	Principale	Travée	35	31,5	4,62	348	50,64
		Appui			6,88	400	86,69
	Secondaire	Travée	30	27	4,62	400	49,90

		Appui			4,62	400	49,90
8	Principale	Travée	35	31,5	3,39	400	42,71
		Appui			3,39	400	42,71
	Secondaire	Travée	30	27	3,39	400	36,61
		Appui			3,39	400	36,61

Tableau V. 17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niv	Types des poutres	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	M_N+M_S (KN.m)	M_W (KN.m)	M_E (KN.m)	$1,25 \left(\begin{matrix} M_W \\ +M_E \end{matrix} \right)$ (KN.m)	Obs
Sous-sol	PP	294.14	294.14	588.28	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	294.14	294.14	588.28	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
RDC	PP	561.6	267.46	829.06	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	518.40	246.89	765.29	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
1	PP	493.78	260.60	754.38	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	493.78	246.89	740.67	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
2	PP	469.37	222.48	691.85	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	430.25	203.94	634.19	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
3	PP	407.88	203.94	611.82	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	407.79	203.94	611.73	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
4	PP	353.83	149.89	503.72	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	321.66	136.26	457.92	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
5	PP	255.60	119.34	374.94	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	255.60	119.34	374.94	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
6	PP	230.22	110.88	341.10	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	207.20	99.79	306.99	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
7	PP	199.58	99.79	299.37	86.69	50.64	171.66	Vérifiée
	PS	199.58	99.79	299.37	49.90	49.90	123.73	Vérifiée
8	PP	0	96.12	96.12	42.71	42.71	106.78	N.Vérifiée
	PS	0	85.44	85.44	36.61	36.61	91.53	N.Vérifiée

Remarque

On remarque que la condition de RPA 99/2003 (**Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant**) n'est pas vérifiée aux deux derniers étages, selon RPA 99/2003, cette vérification est facultative dans les deux derniers niveaux d'un bâtiment supérieur à R+2.

V.4. Étude des voiles**V.4.1. Introduction**

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un

de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable entre les données des sollicitations suivantes :

- a) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$
- b) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$
- c) Effort minimal avec son moment correspondant : $N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$; avec L_t : longueur de la zone tendue et e : épaisseur du voile
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10\emptyset$

$$A_h = \frac{v_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_c} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m².

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ avec } V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ **40Ø**: Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ **20Ø** : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3. Le ferrailage :

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.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans deux voiles (V_{x1} et V_{y2}).

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

Niveaux	Entre sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
L (cm)	185	185	185	185	185	185	185	185	185	185
e (cm)	20	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	861,97	336,21	283,32	253,47	242,63	228,21	197,69	140,93	56,77	16,30
M (KN.M)	1762,9	628,21	583,32	448,19	374,16	274,58	227,44	141,98	112,69	222,87
V (KN)	598,75	317,6	354,32	294,31	264,7	207,92	188,63	132,13	108,74	111,70
τ (MPa)	2,27	1,27	1,34	1,11	1,00	0,79	0,71	0,50	0,41	0,42
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	1,38	0,45	0,45	0,30	0,21	0,09	0,063	0,016	0,083	0,29
A_{\min} (cm²)	5,55	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16
L_t (m)	0,78	0,77	0,78	0,76	0,74	0,68	0,67	0,64	0,78	0,90

$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	3,12	2,31	2,35	2,29	2,22	2,06	2,03	1,92	2,34	2,71
$N^{barre}/face$	5Ø12	4Ø12								
$A_{z.tendu}$	5,65	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$L_c (m)$	0,29	0,31	0,27	0,32	0,36	0,47	0,49	0,56	0,28	0,04
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	0,58	0,46	0,42	0,48	0,55	0,71	0,74	0,85	0,43	0,06
$N^{barre}/face$	2Ø10	/								
$A_{z.comp}$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	/
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	/
$A_h^{cal} (cm^2)$	2,84	1,5	1,86	1,55	1,39	1,10	0,99	0,69	0,57	0,58
$A_{hmin} (cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	3,14	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	4Ø10	2Ø10								
$S_t (cm^2)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V. 19. Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveaux	Entre _sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
L (cm)	215	215	215	215	215	215	215	215	215	215
e (cm)	20	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	127,84	551,7	378,66	248,34	167,64	110,58	64,77	25,12	11,41	4,66
M (KN.M)	1669,7	514,59	421,38	315,79	205,84	182,18	128,96	112,51	110,84	115,76
V (KN)	485,13	273,74	238,42	217,91	173,6	172,57	133,66	126,29	87,91	112,80
τ (MPa)	1,56	1,19	1,04	0,95	0,75	0,75	0,58	0,55	0,38	0,49
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	1,83	0,003	0,02	0,06	0,03	0,08	0,07	0,10	0,12	0,13
$A_{min} (cm^2)$	6,45	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84
L_t (m)	1,04	0,72	0,72	0,78	0,76	0,84	0,89	0,99	1,03	1,06
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	4,18	2,15	2,18	2,32	2,28	2,52	2,64	2,96	3,10	3,18
$N^{barre}/face$	6Ø12	5Ø12								
$A_{z.tendu}$	6,79	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65

$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$L_c(m)$	0,052	0,71	0,69	0,58	0,62	0,46	0,37	0,17	0,08	0,031
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	0,12	1,08	1,03	0,91	0,94	0,70	0,58	0,25	0,11	0,05
$N^{barre}/face$	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10	/
$A_{z.comp}$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	/
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	/
$A_h^{cal} (cm^2)$	2,19	1,23	1,07	0,99	0,79	0,78	0,60	0,57	0,39	0,51
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2,01	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	4Ø8	2Ø10	2Ø10	2Ø8	2Ø8	2Ø2	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8
$S_t(cm^2)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Remarque :

L_t : longueur de la zone tendue, $l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$ et $\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$; $\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V'$

$V = V' - L_{voile}/2$

L_c : longueur de la zone courante, $l_c = L - 2l_t$

V.4.5. Schéma de ferrailage

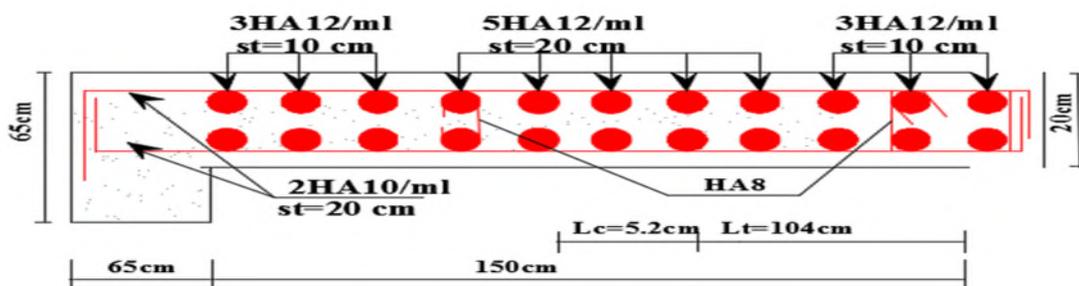


Figure V. 5. Schéma de ferrailage voile sens YY

V.5. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le Critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003,

Ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

VI.1. INTRODUCTION

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

VI.2.choix du type de fondation :

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec :}$$

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

✓ Combinaisons fondamentales selon RPA99/V2003

ELA : $G + Q \pm 1,2E$ et $0,8G \pm E$

✓ Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91

ELU= $1,35G + 1,5Q$ et ELS = $G + Q$

VI .2.1.Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS **2016**.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$$N = 1610.92 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 2.99 \text{ m}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 1.86m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI .2.2 Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

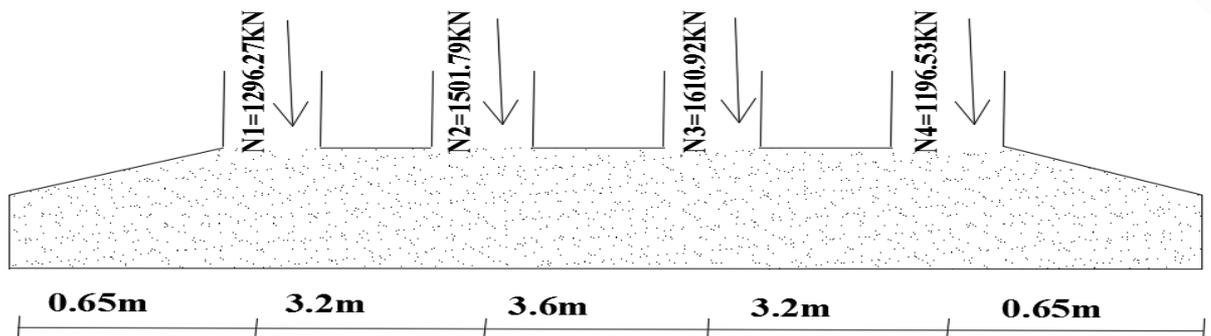


Figure VI. 1. Semelle filante de fondation

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du chaque poteau.

$$N_1 = 1296.27 \text{ KN}, \quad N_2 = 1501.79, \quad N_3 = 1610.92 \text{ KN}, \quad N_4 = 1196.64 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 5605.51 \text{ KN}$$

$$L = 11.30 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} = \frac{5.60551}{0.18 \times 11.3} = 2.75 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

Alors le type de fondation à adopter est le radier général.

VI .2.3. Vérification de Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Chapitre VI

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels, et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

➤ **Pré dimensionnement :**

➤ Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

✓ **La Condition de coffrage :**

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

$L_{max}=4.20m.$

1) Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10} \Rightarrow h_t \geq 42cm; \text{ Soit } h_t = 50cm$$

2) Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{420}{20} \Rightarrow h_r \geq 21cm; \text{ on prend } h_0 = 30cm.$$

✓ **Vérification de condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 MPa.$

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}.$

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a $\begin{cases} ht = 50cm \\ I = 0.01042m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.406m \\ Lmax = 4.20m > \frac{\pi}{2} \times Le = 3.78m \end{cases}$ Non vérifiée

On redimensionne les nervures avec $h_t=70cm$ (puisque la condition n'est pas vérifiée avec $ht=50cm$).

Tel que $\begin{cases} ht = 70cm \\ I = 0.02858m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.09m \\ Lmax = 4.20m < \frac{\pi}{2} \times Le = 4.86m \end{cases}$ C'est vérifié

Et

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,2^4 \times 4. 10^4}{\pi^4 \times 3,216.10^7}} = 58 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 58cm \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$

➤ **La surface du radier :**

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{76694.13}{180} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 426.08.6\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **ETABS 2016**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{\text{bat}} = (31.15 + 28.79) \times \frac{17.35}{2} \Rightarrow S_{\text{bat}} = 519.98\text{m}^2$$

$$\text{On opte } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 519.98\text{m}^2$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité(C6) donnée par **ETABS 2016**.

h_0 : hauteur de radier.

$$h_0 = 30\text{cm.}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h_0) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 \times 2 + 2 \times 0.3) \Rightarrow \mu_c = 3.8\text{m.}$$

$$Q_u = 2204.12\text{KN} > 0.045 \times 3.8 \times 0.3 \times 25 / 1.5 = 855 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

On augmente l'épaisseur du radier à $h_0=60\text{cm}$

$$\mu_c = (a + b + 2h_0) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 \times 2 + 2 \times 0.6) \Rightarrow \mu_c = 5\text{m.}$$

$$Q_u = 2204.12\text{KN} < 0.045 \times 5 \times 0.6 \times (25/1.5) = 2250\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

D'après logiciel socotec on a obtenu :

$$I_y = 36325.9\text{m}^4, Y_G = 8.31\text{m.}$$

$$I_x = 11778.7\text{m}^4, X_G = 15.41\text{m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 76694.13 + (25 \times 0.60 \times 519.98) \Rightarrow N' = 84493.83\text{KN}$$

Avec : $P = \gamma_b \times h \times S = 7799.7\text{KN}$ c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ **Dans le Sens X-X :** $N' = 84493.83\text{KN}$ et $M_x = 56242.6 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.20 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.12 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.18 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 0.18 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

✓ **Dans le Sens Y-Y :** $N' = 84493.83 \text{KN}$; $M_y = 56155.842 \text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.17 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 0.18 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :** $e = \frac{56242.6}{84493.83} \Rightarrow e = 0.67 \text{m} < \frac{31.15}{4} = 7.79 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

- **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{56155.842}{84493.83} \Rightarrow e = 0.66 \text{m} < \frac{17.35}{4} = 4.33 \text{m} \dots \dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.6 \text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 519.98 \text{m}^2$).

$$N = 84493.83 \text{KN}$$

$$N \geq 1.5 \times 0.6 \times 519.98 \times 10 = 4679.82 \text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

VI .2.3.1. Étude La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable (en le multipliant fois 1.35 à l'ELU) .Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 3.4 \text{m}; L_y = 4.01 \text{m} \quad h_0 = 60 \text{cm.}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{87223.725}{519.98} = 167.74 \text{KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 7799,7 + 76694,13 = 87223,725 \text{KN} \quad \text{Effort normal (avec le poids du radier)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.85 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 2})$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 2})$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 98.11 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_{ox} \Rightarrow M_0^y = 67,34 \text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 83,39 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 57,24 \text{KN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 29,43 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 20,20 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,6) \text{m}^2$.

✓ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA f_eE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 60 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0.85$

$$\rho > 0.4 \rightarrow h_r > 12 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 5.16 \text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 4.8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau VI. 1. Section d'armateur du radier

Localisation		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	83.39	4.24	5.16	5T12=5.65	20
	Appui	29.43	1.48	5.16	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	59.24	2.90	4.8	5T12=5.65	20
	Appui	20.20	1.02	4.8	5T12=5.65	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 5.65 > 1.41 \text{cm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$

➤ **Calcul à L'ELU :**✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{p}{2})} = 236.18 \text{KN} ; V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 190.105 \text{KN}$$

On prend : $V_{\max} = 236.15 \text{KN.m}$

$$\tau_u = 0.43 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{84493,83}{519,98} = 162,49 \text{KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_c; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 2. Vérification des contraintes de radier.

Sens	localisation	M(KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	travée	83,39	9.62	239420	3.37	301.44	Non vérifiée
	appuis	29,43	8.84	203610	1.33	106.39	Vérifiée
y-y	travée	57,24	8.84	203610	2.95	234.94	Vérifiée
	appuis	20,20	8.84	203610	1.03	82.92	Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée dans le sens xx. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 3. Vérification des nouvelles contraintes du radier.

Sens	localisation	M (KNm)	A_{adop} (cm ² /ml)	σ_{st} (MPa)	Observation
x-x	Travée	83.39	6T14= 9.24	286.91	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage de radier :**

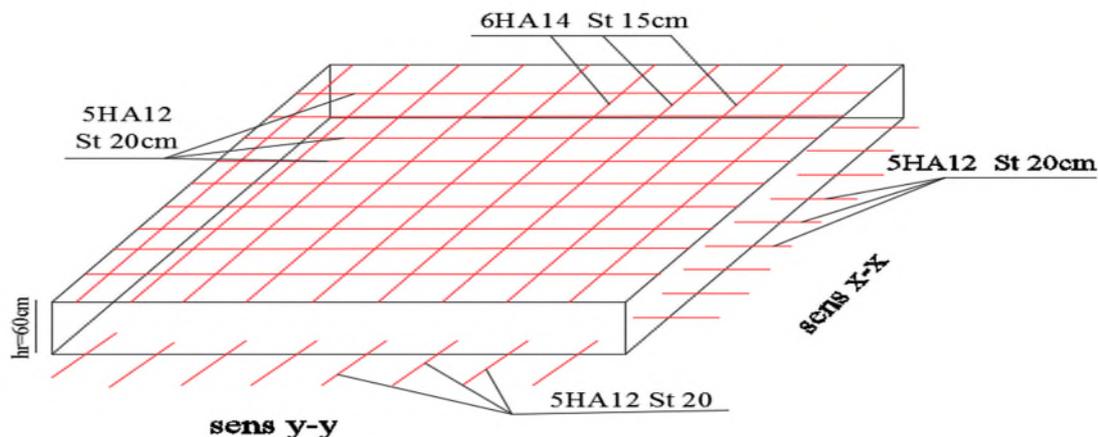


Figure VI. 2. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI .2.3.2. Calcul des nervures :

➤ **Les sollicitations sur les nervures :**

- Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

On a $\rho = 0.85 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

✓ **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

✓ **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

trapézoïdale.

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l$ (travée de rive) ; $0.8 \times L$ (travée intermédiaire)]

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x); \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

✓ Sens transversal (X-X)

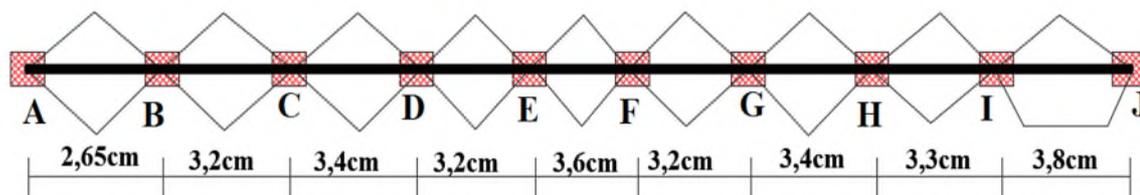


Figure VI. 3. Charges transmises aux nervures principales du radier

✓ Sens longitudinal (Y-Y)

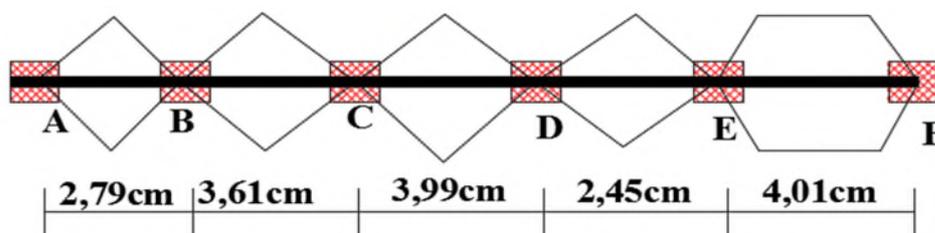


Figure VI. 4. Charges transmises aux nervures secondaires du radier.

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	2,65	296,34	39,02	273,65	0,977	141,296	289,38	-595,77
	BC	3,3	369,03	273,65	316,97	1,614	207,262	595,77	-650,10
	CD	3,4	380,21	316,97	304,25	1,71	238,81	650,10	-642,61
	DE	3,2	357,84	304,25	377,80	1,571	137,161	642,62	-724,62
	EF	3,6	402,57	377,80	377,80	1,8	314,358	724,62	-724,62
	FG	3,2	357,84	377,80	304,25	1,629	137,161	724,62	-642,61
	GH	3,4	380,21	304,25	316,97	1,69	238,81	642,61	-650,10
	HI	3,3	369,03	316,97	366,93	1,61	161,114	650,10	-623,78
	IJ	3,8	241,46	366,93	65,37	2,299	272,012	623,78	-362,43
Y-Y	AB	2,79	311,99	45,53	369,82	0,97	146,81	302,67	-784,27
	BC	3,61	459,7	369,82	534,01	1,706	299,19	784,27	-1041,1
	CD	3,99	508,09	534,01	424,44	2,049	532,62	1041,09	-986,18
	DE	2,45	273,97	424,44	689,51	0,83	330,05	986,181	-1195,78
	EF	4,01	510,64	689,51	153,95	2,342	710,58	1195,78	-851,88

Tableau VI. 5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	2,65	287,06	37,79	269,81	0,977	136,86
	BC	3,3	357,48	269,81	307,05	1,614	200,77
	CD	3,4	368,31	307,05	294,72	1,71	231,33
	DE	3,2	346,64	294,72	327,23	1,571	132,86
	EF	3,6	389,97	327,23	327,23	1,8	304,51
	FG	3,2	346,64	327,23	294,72	1,629	132,86
	GH	3,4	368,31	294,72	307,05	1,69	231,33
	HI	3,3	357,48	307,05	355,91	1,61	155,84
Y-Y	IJ	3,8	234,37	355,91	63,45	2,299	264,11
	AB	2,79	302,23	44,11	358,24	0,97	142,22
	BC	3,61	445,31	358,24	517,29	1,706	289,82
	CD	3,99	492,19	517,29	411,16	2,049	515,95
	DE	2,45	265,40	411,16	667,94	0,83	319,72
	EF	4,01	494,66	667,94	149,14	2,342	688,347

➤ **Ferrailage des nervures**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

h=70cm ; h₀=60cm ; b₀=65cm ; d=0.65cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{401}{10}; \frac{340}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(40.1; 170)$$

Soit : b₁ = 40cm

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 170\text{cm}$$

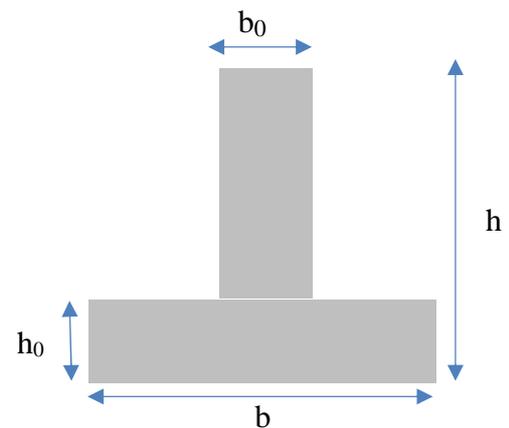


Figure VI. 5. Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	272.01	54.33	10,92	58.91	12HA25
	Appui	402.57	59.28		64.34	8HA25+8HA20
Y-Y	Travée	710.58	71.47	12,60	74.22	10HA25+8HA20
	Appui	689.51	70.61		70.67	8HA25+10HA20

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{724.62 \times 10^{-3}}{1,7 \times 0,65} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{986.18 \times 10^{-3}}{1,7 \times 0,65} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

✓ **Armatures transversales :**

Le diam\u00e8tre des armatures transversales est donn\u00e9 par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12; 20; 65) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 24) = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de peau :**

D'apr\u00e8s le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par m\u00e8tre de longueur de paroi mesur\u00e9e perpendiculairement \u00e0 leur direction

$$A_p = 3 \times 0,70 = 2,10 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ par face.}$$

➤ **V\u00e9rification des contraintes a l'ELS :**

On doit v\u00e9rifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Les r\u00e9sultats sont r\u00e9sum\u00e9s dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 7. V\u00e9rification des contraintes des nervures du radier

Localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Trav\u00e9e	304.51	30.33	2296902	4.02 < 15	V\u00e9rifi\u00e9e	68.92 < 201,63	V\u00e9rifi\u00e9e
	Appui	355.91	30.89	2393174	4.59 < 15	V\u00e9rifi\u00e9e	76.07 < 201,63	V\u00e9rifi\u00e9e
Y-Y	Trav\u00e9e	688.34	31.85	2560653	8.56 < 15	V\u00e9rifi\u00e9e	133.62 < 201,63	V\u00e9rifi\u00e9e
	Appui	667.94	31.52	2501574	8.41 < 15	V\u00e9rifi\u00e9e	234.08 < 201,63	V\u00e9rifi\u00e9e

➤ **Sch\u00e9ma de ferrailage des nervures :**

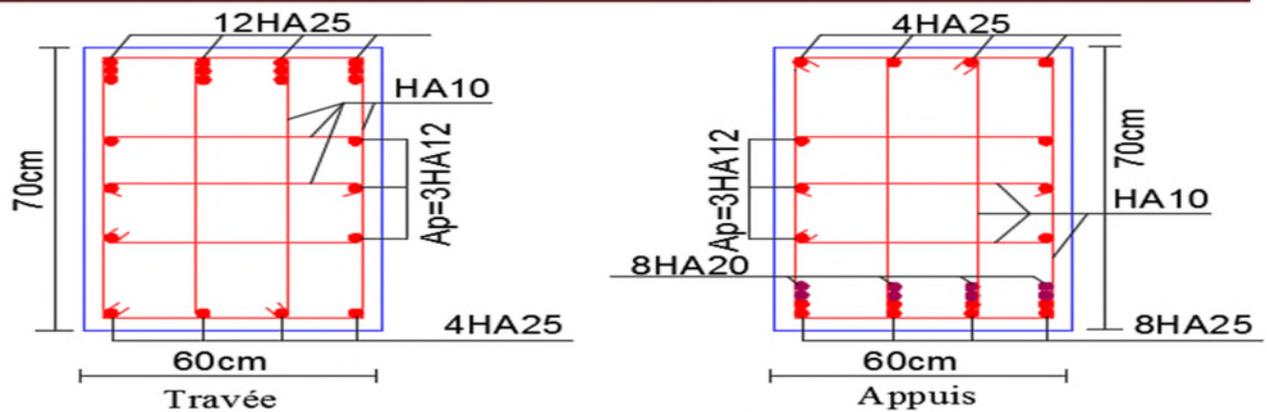


Figure VI. 6. Schéma de ferrailage des nervures du radier sens XX

Pour le schéma de ferrailage des nervures du radier sens YY voir (Annexe 6).

VI.3. Etude du mur adossé :

VI.3.1. Introduction :

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.2. Dimensionnement de mur :

La hauteur $h=4.59$ m ; La longueur $L=4.20$ m ; L'épaisseur $e=20$ cm

➤ Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN}/\text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 43^\circ$
- La cohésion $c= 0.27$ bars

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

✓ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4.59 \times 20 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{43}{2} \right) = 17.36 \text{ KN}/\text{m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle :

$$q = 10 = \text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{43}{2} \right) = 1.89 \text{ KN}/\text{m}^2$$

➤ Ferrailage du mur :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

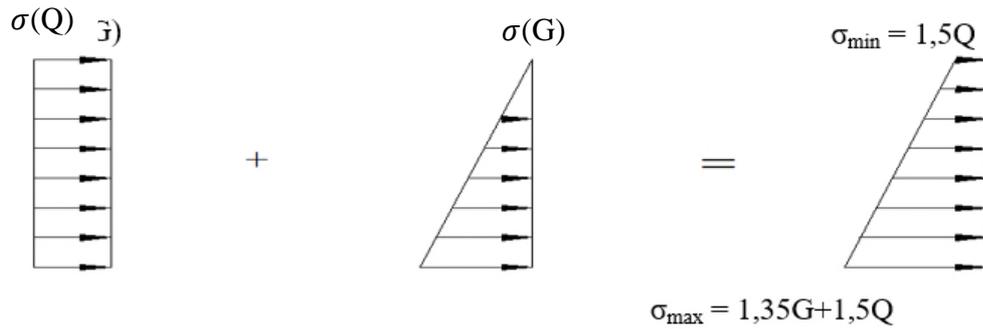


Figure VI. 7. Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 2.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 26.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 20.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 20.41 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$l_x = 4.20 \text{ m} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 0.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_y = 4.59 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine,

$$M_{ox} = u_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = u_y \times M_{ox}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow ELU \begin{cases} u_x = 0.0437 \\ u_y = 0.8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 15.73 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 12.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 13.37 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.75M_{oy} = 9.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = -0.5M_{ox} = -7.87 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Avec : Amin=0,1% b x h..... RPA99/2003. (Art.10.1.2)

Tableau VI. 8. Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU

position		M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
travée	X-X	13.37	0.032	0.041	0.167	2.30	2	4 HA12=4.52
	Y-Y	9.74	0.023	0.029	0.168	1.67	2	4 HA12=4.52
Appui		-7.87	0.019	0.024	0.168	1.35	2	4HA10=3.14

✓ Espacements

Sens x-x' : St < min (2e, 25cm) ⇒ St = 25 cm.....vérifiée

Sens y-y' : St < min (2e, 25cm) ⇒ St = 25 cm.....vérifiée.

✓ Vérifications à l'ELU

• Effort tranchant

On doit vérifier que :

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

On a :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 25.20 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.30 \text{ KN} \end{cases} \quad \tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

✓ Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 1.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 14.91 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 14.91 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow ELS \begin{cases} u_x = 0.0509 \\ u_y = 0.8799 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 2)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 13.39 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 11.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 11.38 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = -0,5 M_{ox} = -6.69 \text{ KN.m.}$$

• Vérification les contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}}\right) .$$

Tableau VI. 9. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	Obs	
travée	X-X	11.38	4.17	13578	3.50 < 15	161.28 < 201,63	vérifiée
	Y-Y	8.84	3.56	10000	3.56 < 15	149.91 < 201,63	vérifiée
Appui	-6.69	3.56	10000	2.38 < 15	134.80 < 201,63	vérifiée	

➤ Schéma de ferrailage du mur adossé :

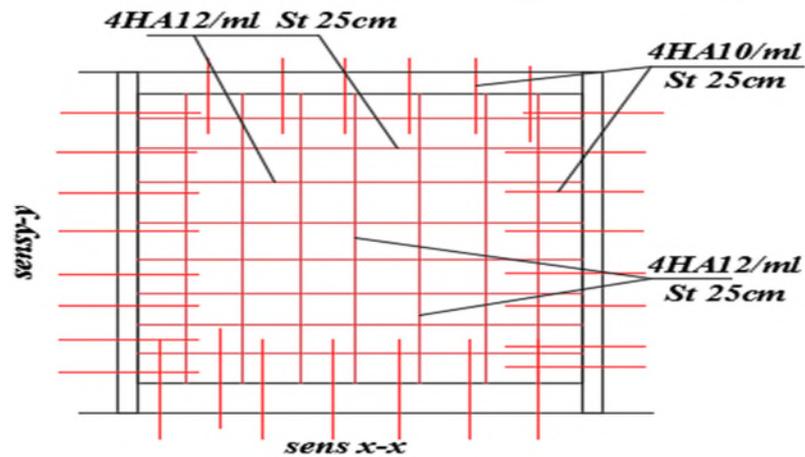


Figure VI. 8.Ferrailage du mur adossé

VI.4. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que de caractéristique géométrique de la structure.

Nous avons procédé un calcul avec semelle isolé, ce dernier ne convient pas à cause de chevauchement qu'elle engendré et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, ensuite nous avons passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé.

Conclusion

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après

1. Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.
2. La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques. Ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. Pour garantir une stabilité de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
5. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
6. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments secondaires de la structure.
7. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
8. Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.
9. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
10. Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, car cette dernière s'établit sur des critères à savoir la résistance, la durabilité et l'économie. Nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ✓ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ✓ DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Annexes

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	0.0956	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 $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

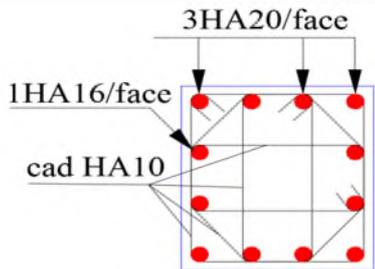
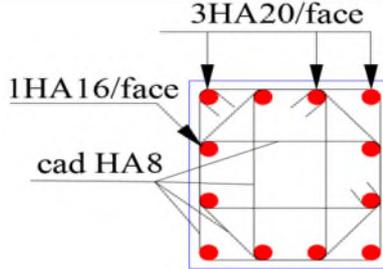
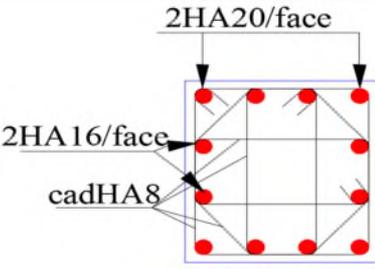
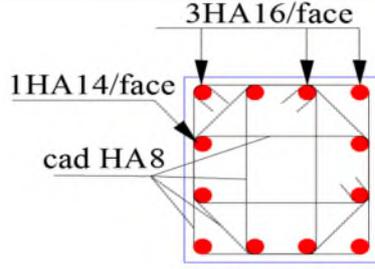
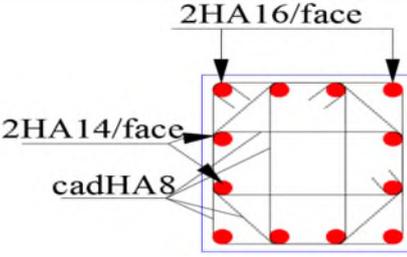
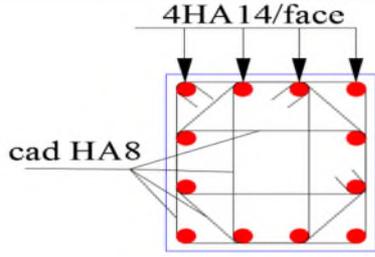
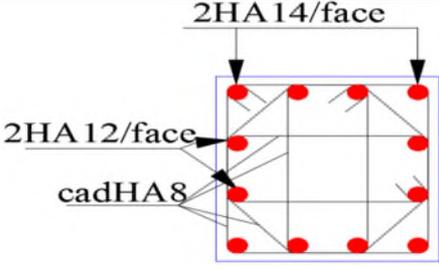
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en Cm²)

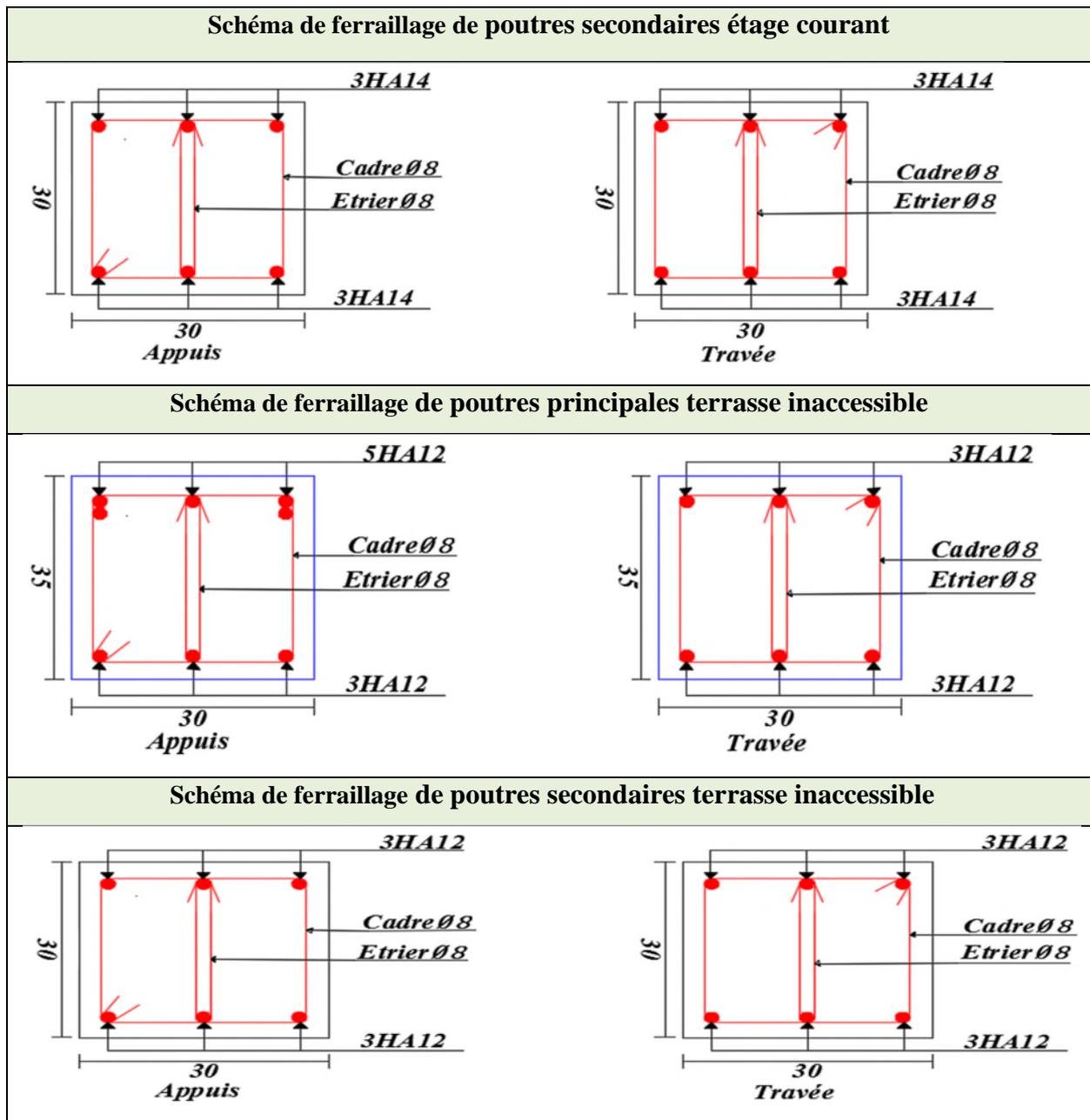
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXES 4

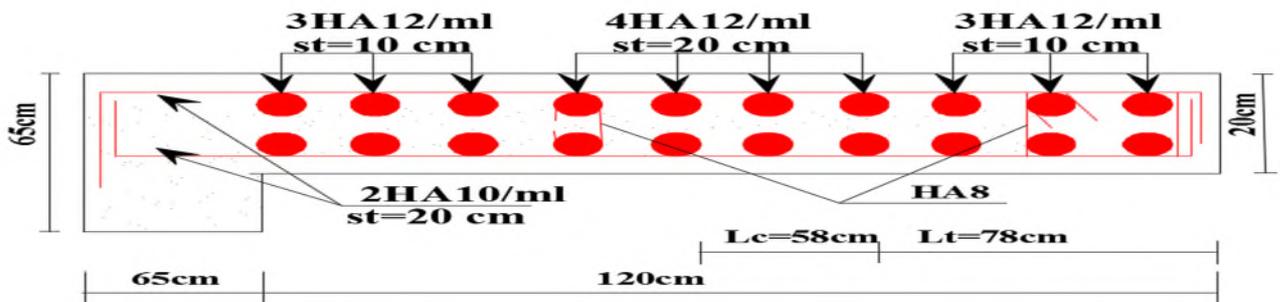
RDC	1 ^{er} étage
 <p>3HA20/face 1HA16/face cad HA10</p>	 <p>3HA20/face 1HA16/face cad HA8</p>
Poteau (65*60)	Poteau (60*60)
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
 <p>2HA20/face 2HA16/face cad HA8</p>	 <p>3HA16/face 1HA14/face cad HA8</p>
Poteau (60*55 et 55*55)	Poteau (55*50)
5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
 <p>2HA16/face 2HA14/face cad HA8</p>	 <p>4HA14/face cad HA8</p>
Poteau (50*50)	Poteau (50*45 et 45*45)
8 ^{ème} étage	
 <p>2HA14/face 2HA12/face cad HA8</p>	
Poteau (45*40)	

ANNAXES 5

A-1

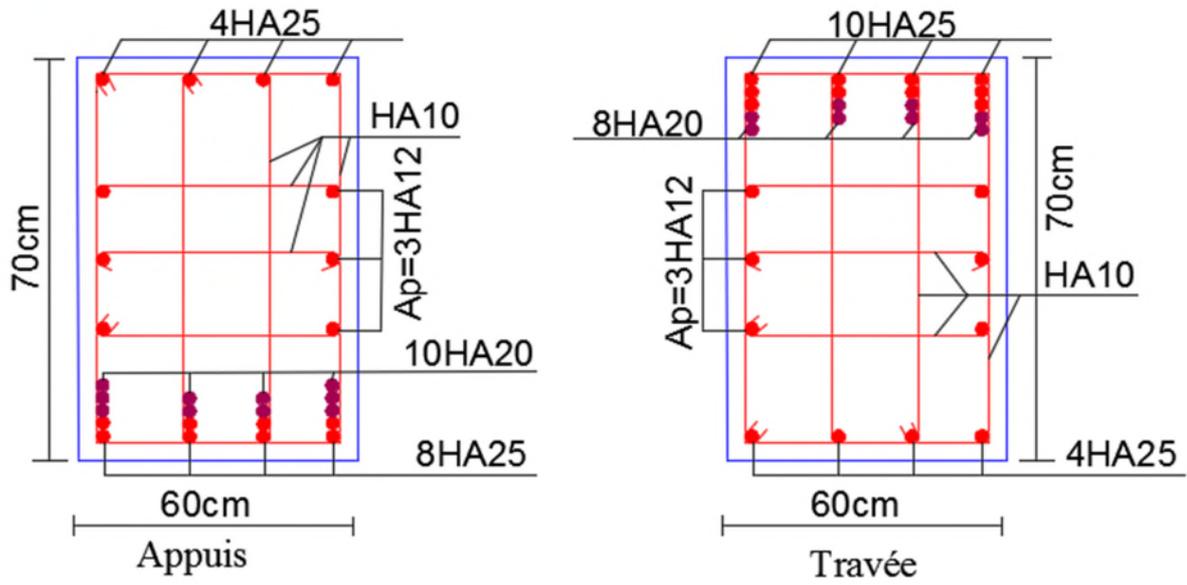


A-2



ANNEXES 6

Schéma de ferrailage des nervures du radier sens YY



Fiche technique

Plans