



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA. BEJAIA

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Structure

THÈME

Étude d'un bâtiment (R+8) en béton armé contreventé par un système mixte voile-portique

Réalisé par :

BOUCHILAOUN Souad

KHELLADI Bouchra

Encadré par :

M^{me} BERRAH

Devant le jury composé de

M^r BOUROUBA

M^r BRARA

M^{me} BERRAH

Président

Examineur

Promotrice

Année universitaire 2020/2021

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément le Bon DIEU le tout puissant, de sa grande Générosité, de sa Bonté et de nous accorder la patience pour accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études

Nos vifs remerciements s'adressent aussi à notre promotrice M^{me} BERRAH, à tout le personnel du département de génie civil qui nous ont encadré le long de notre cursus universitaire et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Sans oublier tous nos amis de la promotion MASTER 2 pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que le bon DIEU, le tout puissant nous protège

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail d'abord :

À mes très chers parents qui sont la source de mon inspiration et mon courage et qui trônent ma vie depuis ma douce enfance jusqu'à à ce jour où je m'incline pour leur dédier le fruit du travail sur lequel ils ont veillé pendant toutes ces années aussi dures qu'elles étaient.

À toute ma famille , mes frères et sœurs , mes belles sœurs et mes beaux-frères, mes neveux et mes nièces à chacun par son nom citer ma regrettée nièce Amina qui a été présente en moi malgré sa disparition tragique qui a bouleversé notre vie , repose en paix petit ange , et ma pensée va vers mon défunt oncle qui nous a quitté trop tôt , monsieur Boukerram Abd ellah Exe doyen de la faculté de science exacte-Bejaia qui était et qui restera mon grand exemple dans la vie .

A une personne qui s'est donné sans relâche et qui m'a accompagné dans tous mes pats pour réaliser et mettre en œuvre ce travail, je te remercie profondément H.M

À tous mes amis et tous ceux qui m'ont aidé de prêt ou de loin pour accomplir ce travail.

Souad

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et qui ont été à mes côtés et m'ont soutenue durant toute ma vie,

À toute ma famille, mon mari et mon frère et à tous mes amis(es) sans exception.

À toute la promotion génie civil 2020/2021.

Bouchra

Symboles et notations

A (ou A_s , A_I) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

A : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre comprimée de la section de béton

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

E_{ij} : Module de Young instantané a l'âge de j jours

E_s : Module de Young de l'acier

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

I_I : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f : Longueur de flambement.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

q : Charge permanente unitaire.

St : Espacement des armatures transversales.

Vu : Effort tranchant de calcul ultime

y₁ : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.

au : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).

ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

ε_{st} : Déformations des armatures tendues.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).

σ : Contrainte normale (*sigma*).

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

τ : Contrainte tangente (*tau*).

τ_s : Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

ν : Coefficient de poisson (*nu*).

ϕ : Coefficient de fluage (*phi*).

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

Table des matières

Table des matières

Remerciement	
Dédicaces	
Symboles et notations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Description de l’ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques de la structure	3
I.3.1. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage :	3
I.3.2. Caractéristiques du sol d'assise (rapport de sol).....	3
I.4 Élément de l’ouvrage :	3
I.4.1 Superstructure :	3
I.4.2 L’infrastructure :	5
I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :.....	5
I.6 Contrainte limite du béton :	7
I.6.1 Les état-limites :	7
I.6.2 Diagramme contrainte limite du béton.....	8
I.6.3 Contrainte limite de cisaillement :	8
I.6.4 Module d’élasticité du béton :.....	9
I.7 Les aciers :	10
I.7.1 Module d’élasticité longitudinale de l’acier : (ART A2.2.1/ BAEL91 modifiées 99 ..	10
I.7.2 Les contraintes dans l’acier :	10
I.8. Les actions	11
I.9. Les combinaisons de calcul :	12
Conclusion :.....	12
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1 Introduction	13
II.2 Éléments secondaires.....	13
II.2.1 Les planchers :	13
II.2.1.1 Plancher corps creux :	13

II.2.1.1.1 Disposition des poutrelles :	14
II.2.2 L'Acrotère :	19
II.2.3 L'Escaliers	20
II.2.3.1 Pré dimensionnement d'escalier	21
II.3 Éléments principaux	23
II.3.1 Les poutres	23
II.3.1.1 Poutres principales	23
II.3.1.2 Poutres secondaires	23
II.3.2 Voiles	24
II.3.3 Poteaux	25
II.4 Évaluation des charges et surcharges	26
II.4.1 Charges d'exploitation	26
II.4.2 Charges permanentes	26
II.5 Descente de charge sur le poteau(C4)	29
II.5.1 Calcul de La surface afférente	29
II.5.2 Poids propre des éléments	30
II.6 Vérification du poteau C4	34
Conclusion	37

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction :	38
III.2 Études des planchers :	38
III.2.1 Plancher à corps creux :	38
III.2.1.1 Étude des poutrelles :	38
III.2.1.2 Les Différents types de poutrelles :	39
III.2.1.3 Calcul des sollicitations :	40
III.2.1.4 Ferrailage des poutrelles :	42
III.2.2 Étude des Dalles pleines :	55
III.2.2.1 Calcul des sollicitations :	60
III.2.2.2 Calcul des ferrailages à l'ELU :	62
III.2.2.3 Vérifications nécessaires :	63
III.3. Étude des escaliers	66
III.4. Etude de la poutre palière	68
III.5 Étude de l'acrotère	71

III.6. L'ascenseur.....	77
III.6.1 Dalle de la salle de machine (locale).....	78
III.6.2 Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	83
Conclusion.....	85

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1 Introduction.....	86
IV.2 Modélisation.....	86
IV.3 Méthode de calcul	86
IV.4 Analyse sismique de la structure.....	86
IV.5 Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3).....	87
IV.6 Méthode dynamique modale spectrale.....	91
IV.6 .1 Principe.....	91
IV.6 .2 Disposition des voiles.....	91
IV.6 .3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16	93
IV.6 .4 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003	96
IV.6 .4.1 Vérification de la période	96
IV.6 .4.2Vérification de l'interaction voiles portiques	97
IV.6.4.2.1 Sous charges verticales	97
IV.6.4.2.2 Sous charges horizontales.....	97
IV.6 .5 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	99
IV.6 .6 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	99
IV.6 .7 Vérification de l'effort normal réduit.....	102
Conclusion.....	103

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

V.1 Introduction	104
V.2 Étude des poteaux.....	104
V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003	104
V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :	106
V.2.3 Ferrailage des poteaux	107
V.2.3.1 Armatures transversales :	109
V.2.4 Vérification :	110
V.2.5 Dispositions constructives	113
V.3 Étude des poutres.....	114

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003	114
V.3.2. Ferrailage des poutres	115
V.4 Étude des voiles	121
V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1).....	122
V.4.2 Sollicitation de calcul et le ferrailage des voiles	123
V.4.3 Schéma de ferrailage	129
Conclusion.....	129
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction.....	130
VI.2 Étude des fondations	130
VI.2.1 Les différents types de fondations.....	130
VI.2.2 Choix du type de fondation	130
VI.2.3 Vérification des fondations superficielles	130
VI.2.4 Étude des semelles filantes sous poteaux :	132
VI.2.5 Étude des poutres de rigidité :	136
Conclusion générale	139
Liste Bibliographique	
Annexes	

Liste des figures

Figure I. 1 : Digramme des contraintes limites du béton à l'ELU	8
Figure I. 2 : Diagramme des contraintes limites du béton à l'ELS	8
Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	14
Figure II. 2 : Disposition des poutrelles RDC	14
Figure II. 3 : Disposition des poutrelles 1er étage.....	15
Figure II. 4 : Disposition des poutrelles étages courants.....	16
Figure II. 5 : Schéma d'une poutrelle.....	17
Figure II. 6 : Schéma statique de l'acrotère	19
Figure II. 7 : Schéma d'un escalier.....	20
Figure II. 8 : vue en plan d'escalier.....	21
Figure II. 9 : Schéma statique d'escalier	21
Figure II. 10 : Coupe de voile en élévation	24
Figure II. 11 : surface afférente de C4 terrasse inaccessible	30
Figure II. 12 : Surface afférente de C4 étage courant	30
Figure II. 13 : surface afférente de C4 première étage.....	30
Figure II. 14 : surface afférente de C4 RDC	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 1 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	40
Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	55
Figure III. 3 : Dalle sur quatre appuis	57
Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	60
Figure III. 5 : Dalle sur 3 appuis D2	60
Figure III. 6 : Dalle sur 3 appuis D3	60
Figure III. 7 : Dalle sur 2 appuisD4	60
Figure III. 8 : Dalle sur 2 appuisD5	60
Figure III. 9 : Schéma ferrailage de dalle sur 3 appuis (plancher).....	65
Figure III. 10 : Schéma ferrailage de dalle sur 3 appuis (Balcon)	65
Figure III. 11 : Schéma ferrailage de dalle sur 2 appuis (Balcon)	66
Figure III. 12 : Schéma ferrailage de dalle sur 2 appuis (plancher).....	66
Figure III. 13 : Schéma statique de l'escalier.....	66

Figure III. 14 : Schéma statique de la poutre palière.....	68
Figure III. 15 : Section creuse équivalente.....	69
Figure III. 16 : Coupe transversale de l'acrotère.....	72
Figure III. 17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	77
Figure III. 18 : Dimensions de la cage d'ascenseur	78
Figure III. 19 : Schéma représentant la surface d'impact.....	79
Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	83
Figure III. 21 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	85
Figure IV. 1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure.....	90
Figure IV. 2 : Spectre de réponse sens (x) et (y).....	91
Figure IV. 3 : Schéma de disposition des voiles	92
Figure IV. 4 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y).....	93
Figure IV. 5 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X)	94
Figure IV. 6 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de Z-Z)	95
Figure V. 1 : Zone nodale.....	105
Figure V. 2 : Section d'un poteau	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 3 : La zone nodale	119
Figure V. 4 : Disposition des armatures verticales.....	122
Figure V. 5 : Schéma d'une voile pleine	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 6 : Ferrailage de voile Vx3 de RDC	129
Figure VI. 1 : Vue d'une semelle isolée.....	131
Figure VI. 2 : Semelle filante.	131
Figure VI. 3 : Zone de contact poteau- semelle	133
Figure VI. 4 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.	136
Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	138

Liste des tableaux

Tableau II. 1 : Détermination de la largeur de la table de compression.....	17
Tableau II. 2 : Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine	18
Tableau II. 3 : Évaluation des charges de l'acrotère	20
Tableau II. 4 : Pré dimensionnement de différentes poutres.....	23
Tableau II. 5 : Dimensions des voiles	25
Tableau II. 6 : Poids des poteaux rectangulaire supposés	25
Tableau II. 7 : Poids des poteaux circulaires supposés	26
Tableau II. 8 : Charges d'exploitations des différents éléments.....	26
Tableau II. 9 : Évaluation de charge pour étage terrasse inaccessible a corps creux.....	26
Tableau II. 10 : Évaluation de charge pour étage terrasse inaccessible a dalle pleine.....	27
Tableau II. 11 : Évaluation de charge pour étage courants	27
Tableau II. 12 : Évaluation de charge de la dalle pleine (balcon).....	27
Tableau II. 13 : Évaluation de charge de la dalle pleine (plancher).....	28
Tableau II. 14 : Évaluation de charge pour murs extérieures.....	28
Tableau II. 15 : Évaluation de charge pour murs intérieur.....	28
Tableau II. 16 : Évaluation de charge et de surcharge du palier d'escalier.....	29
Tableau II. 17 : Évaluation de charge et de surcharge de la volé d'escalier	29
Tableau II. 18 : Évaluation de la descente de charge du poteau C4.....	32
Tableau II. 19 : Les résultats de la descente du poteau C3	34
Tableau II. 20 : vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité	35
Tableau II. 21 : Résultat de vérification au flambement pour les poteaux.....	36
Tableau III. 1 : Les différents Types de poutrelles.....	39
Tableau III. 2 : Choix des méthodes de calculs pour Les différents Types de poutrelles.....	39
Tableau III. 3 : Charges et surcharges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle	40
Tableau III. 4 : Sollicitation max dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS	42
Tableau III. 5 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	51
Tableau III. 6 : Ferrailage adopté des différents niveaux.....	51
Tableau III. 7 : Vérification nécessaire à l'ELU.	52
Tableau III. 8 : Vérification des contraintes à l'ELS.	52
Tableau III. 9 : Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux.....	53
Tableau III. 10 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	54

Tableau III. 11 : Données des différents types de dalles pleines.	56
Tableau III. 12 : Ferrailage de dalles sur 4 appuis.	58
Tableau III. 13 : Vérification des états limites de compression du béton	59
Tableau III. 14 : Calcul des sollicitations.....	61
Tableau III. 15 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines	61
Tableau III. 16 : Calcul du ferrailage à l'ELU	62
Tableau III. 17 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU.....	63
Tableau III. 18 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	63
Tableau III. 19 : Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines.....	64
Tableau III. 20 : Vérification de la flèche dans la dalle D2	64
Tableau III. 21 : Calcul des sollicitations dans l'escalier.....	67
Tableau III. 22 : Ferrailage de l'escalier	67
Tableau III. 23 : Vérifications A L'ELS	68
Tableau III. 24 : Calcul des sollicitations de la poutre palière.....	68
Tableau III. 25 : Ferrailage de la poutre palière.....	69
Tableau III. 26 : Vérifications A L'ELS	70
Tableau III. 27 : Schéma de ferrailage de l'escalier et de la poutre palière	71
Tableau III. 28 : Différentes combinaisons à utiliser	73
Tableau III. 29 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.	81
Tableau III. 30 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur.....	82
Tableau III. 31 : Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	84
Tableau III. 32 : Vérification de la contrainte du béton	84
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	88
Tableau IV. 2 : Période de vibration et taux de participation massique.....	96
Tableau IV. 3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	97
Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales(xx).....	98
Tableau IV. 5 : vérifications de l'interaction sous charges horizontales (yy).....	98
Tableau IV. 6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	99
Tableau IV. 7 : Vérification des déplacements(x-x).	100
Tableau IV. 8 : Vérification des déplacements(y-y).	100
Tableau IV. 9 : Vérification à L'effet P- Δ (x-x).	101

Tableau IV. 10 : Vérification à L'effet P- Δ (y-y).	102
Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	103
Tableau IV. 12 : dimensionne finale des éléments structuraux.....	103
Tableau V. 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	105
Tableau V. 2 : Sollicitations dans les poteaux	106
Tableau V. 3 : Armatures longitudinale dans les poteaux.....	108
Tableau V. 4 : Armatures transversales dans les poteaux.....	109
Tableau V. 5 : Vérification du flambement des poteaux.....	111
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	112
Tableau V. 7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	113
Tableau V. 8 : Armatures longitudinales maximales dans les poutres.....	116
Tableau V. 9 : Vérification de l'effort tranchant.....	117
Tableau V. 10 : Vérification au cisaillement.....	118
Tableau V. 11 : Vérification de la contrainte limite de béton.	118
Tableau V. 12 : Moments résistants dans les poteaux.....	120
Tableau V. 13 : Moments résistants dans les poutres principales.....	120
Tableau V. 14 : Moments résistants dans les poutres secondaires.....	120
Tableau V. 15 : Vérification de la zone nodale.....	121
Tableau V. 16 : Sollicitations maximales dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	124
Tableau V. 17 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	125
Tableau V. 18 : Ferrailage du voile $V_{x3} = 1.70m$	126
Tableau V. 19 : Ferrailage du voile $V_{y3} = 1.80m$	128
Tableau VI. 1 : ferrailage de la poutre de rigidité	137
Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS	137

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur.

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimique de l'environnement ; ainsi que la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre les attaques. Le séisme et la corrosion des armatures sont des causes majeures de dégradations des structures en béton armé, Il est donc primordial et c'est le cas de notre projet de fin cycle de prendre en considération et de respecter les normes et recommandations parasismiques, ces normes permettent de rigidifier convenablement les structures.

Rappelons en effet qu'un projet de bâtiment est tenu d'obéir aux faits suivants :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie : diminuer le cout de projet ;
- Le confort ;
- L'esthétique.

Face à ces contraintes une problématique s'impose « quels sont les calculs fondamentaux et nécessaires à élaborer afin d'ériger un immeuble ? »

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de six chapitres présentés comme suit :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage objet de notre étude. Il est ensuite indispensable de procéder à un pré-dimensionnement et d'effectuer une descente de charges pour déterminer les dimensions des éléments constituant notre bâtiment reproduit dans le chapitre II.

Il s'agira de calculer dans le chapitre III, les différents éléments secondaires qui peuvent être calculés indépendamment des éléments porteurs sous leurs propres charges.

Ce travail est suivi de l'analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) pour déterminer les efforts internes de la structure, qui seront ensuite utilisés afin de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments principaux. Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de l'étudier sous effet des combinaisons les plus défavorables.

Enfin, un dimensionnement et un ferrailage des fondations sont effectués pour qu'elles supportent la superstructure. Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe ayant des domaines de compétence assez variés, le rôle principal de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents usages pendant et après la réalisation avec le moindre de cout.

I.2 Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier une structure de (R+8) à usage d'habitation, service et commercial. Il est implanté à Bejaia classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme une zone de IIa et d'après l'article 3.2 du même règlement, Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

La contrainte admissible du sol = 2 bars

Ce bloc est composé :

- D'un (01) RDC à usage commercial.
- D'un (1) étage spécialisé aux services.
- De sept (07) étages à usage d'habitation.
- De cages d'escalier.
- D'une (01) cage d'ascenseur.
- D'une (01) terrasse inaccessible

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, les calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limite [BAEL version 91, modifié 99]
- Règle parasismiques algériennes [RPA version 99, modifié 2003]
- Charges et surcharges [DTR-BC-22]
- Conception et calcul des structures en béton armé [CBA version 93]

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur totale du bâtiment : $L_y=20.95$ m

Largeur totale du bâtiment : $L_x=17.75$ m

Hauteur totale du bâtiment $h =28$ m

Hauteur d'un étage courant : $h =3,06$ m

Hauteur d'un rez-de- chaussée : $h= 3.52$ m

I.3.2. Caractéristiques du sol d'assise (rapport de sol)

D'après les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

Une contrainte de sol de 2 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 1,5m. D'après le rapport du sol le site d'études est classé comme site meuble S3

I.4 Élément de l'ouvrage :

I.4.1 Superstructure :

a) Ossature :

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone IIa .comme la hauteur de notre bâtiment dépasse cette hauteur, il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composé d'un système mixte (voile portique)

- **Voiles** : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges et surcharges verticales, et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

-**Portiques** : les portiques sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b) Plancher :

Les plancher sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux

-Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, Il y a deux types de planchers :

Dans notre bâtiment Les planchers sont de type corps creux, et dalle pleine.

c) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué de : (marches, contremarches et paliers) et il permet d'accéder d'un étage à un autre

d) Maçonnerie :

Les murs extérieurs : seront réalisés en double cloison de briques creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

Les murs de séparations : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e) Revêtement et enduit :

- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisine.
- Enduit ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

f) Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

g) L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité et dans le cas où la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

H) Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Système de coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I.4.2 L'infrastructure :

C'est la partie de la construction qui est situé au-dessus du sol et son rôle est d'assurer des fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitations des tassements différentiels.

Fondations :

Une fondation se qualifie comme étant, élément résidant la base d'une structure et assure la transmission et la répartition des charges (surcharges) de la superstructure sur le sol d'assise.

D'une manière plus explicite, elle représente la partie structurale qui s'oppose aux infiltrations et tassements, déclarant ainsi l'importance de son choix qui est attaché principalement à :

- L'importance de l'ouvrage
- La nature du réceptacle (contrainte admissible du sol d'assise).
- Charges et surcharges appliquées.

Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations profondes
- Les fondations semi-profondes

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :**I.5.1 Béton :**

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

Le béton mis en œuvre doit avoir une résistance : $20 \text{ Mpa} \leq f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

La composition moyenne d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 kg de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 kg de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 kg d'eau de gâchage
- **Résistance caractéristique a la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jour, d'après (**Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié99**), sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

$$\text{Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{J}{4.76+0.83J} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{J}{1.40+0.95J} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{- Pour } j > 28 \text{ jour : } f_{cj} = 1,10 f_{c28}. \quad (\text{Art. A.2 .1.11 BAEL91 modifié 99})$$

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur $h = 32 \text{ cm}$. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

- **Resistance a la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{POUR } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{c28} \quad \text{POUR } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j=28$ jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.6 Contrainte limite du béton :

I.6.1 Les état-limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée

a) Etats limites ultime (ELU) :

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité, Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non –renversement; basculement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton a L'ELU correspond a son état limite de compression. Elle est donnée par la formule suivante (**ART A.4.3.41.BAEL91**) :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa [BAEL91/ Art 4.3.41]}$$

Avec :

0.85 : coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de résistance

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

b) États limite de service :(ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà auquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} . \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

I.6.2 Diagramme contrainte limite du béton

a) L'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

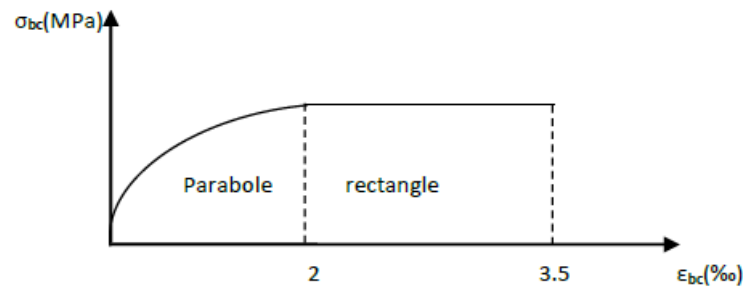


Figure I. 1 : Diagramme des contraintes limites du béton à l'ELU

b) l'ELS :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

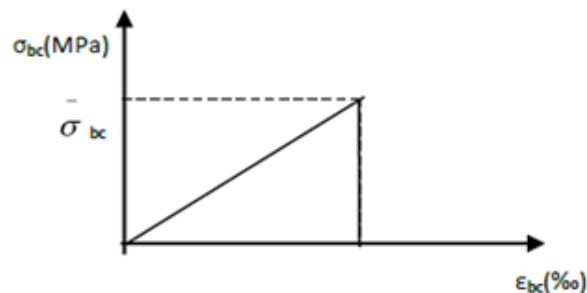


Figure I. 2 : Diagramme des contraintes limites du béton à l'ELS

I.6.3 Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la relation suivante : (art A.5.1. BAEL 91) $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

Avec :

τu = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée

b_0 = largeur de l'âme.

d = hauteur utile de la poutre ($d=h-c$)

$d=0,9 h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-La fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau u \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

- La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible)

$$\tau u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{MPa}$ donc :

$\tau u = 3.33 \text{ MPa}$ fissuration peu nuisible

$\tau u = 2.5 \text{ MPa}$ fissuration nuisible ou très nuisible

I.6.4 Module d'élasticité du béton :

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types ;

a) Module d'élasticité instantanée (E_{ij}) :

Par la relation (ART A .1.21.BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{charge de courte durée}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc on aura : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différée (E_{vj}) :

Par la relation (art A.2.1.22. BAEL91)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Dans notre cas } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Donc on aura : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

Module d'élasticité transversale (G) : (Art A.4.4.33/BAEL91V99)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{MPa} \quad \text{avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

V : Coefficient de poisson. (ART A.2.13.BAEL 91)

à L'ELU ($\nu=0$) → $G=160000$ MPa.

à L'ELS ($\nu=0.2$) → $G=133333$ MPa.

I.6.5. Poids volumique du béton ($\rho_{\text{béton}}$) :

Dans notre projet :

$$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

I.7 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

On utilise trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure)
- Treillis soudés de nuance Fe500 (dans la dalle de compression)
- Ronds lisses de nuance Fe235 (les armatures transversales des poutrelles)

I.7.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (ART A2.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.7.2 Les contraintes dans l'acier :

◆ ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1.5 \quad \text{pour le cas courant.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel} \quad (\text{Art A.4.3.2/BAEL 91})$$

◆ ELS :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \left(\min \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_j} \right) \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs

$$\sigma_{st} \leq \left(\min \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t_j} \right) \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (rl)

$\eta = 1,6$: pour les hauts adhérences (HA)

I.8. Les actions

Les actions sont des forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

a) Les actions permanentes (G) :

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

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

b) Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comportent :

- Les charges d'exploitations.
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.
- Charges climatiques (neige, vent).

c) Les actions accidentelles :

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les explosions -Les feux
- Les chocs de véhicules et de bateaux
- Les séismes.

I.9. Les combinaisons de calcul :**◆ Situations durables :**

$$\text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

◆ Situations- accidentelles :

$$G + Q + E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au prédimensionnement des éléments.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres etc.) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes suivants

II.2 Éléments secondaires

II.2.1 Les planchers :

II.2.1.1 Plancher corps creux :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée en treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L_{max}/22,5$$

Avec : **h_{tp}** : hauteur totale du plancher

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : **L_{max} = 360 - 30 = 330 cm**

Ce qui nous donne :

$h_{tp} \geq 330/22,5 = 14.66 \text{ cm}$ on opte pour un plancher de **(16+4)** c'est-à-dire **h_{tp} = 20cm**

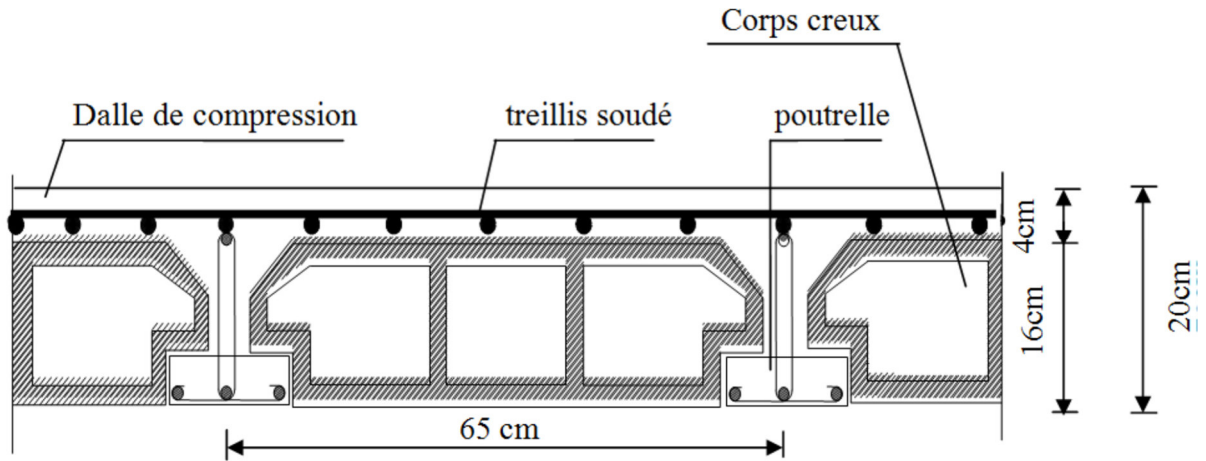


Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.1.1.1 Disposition des poutrelles :

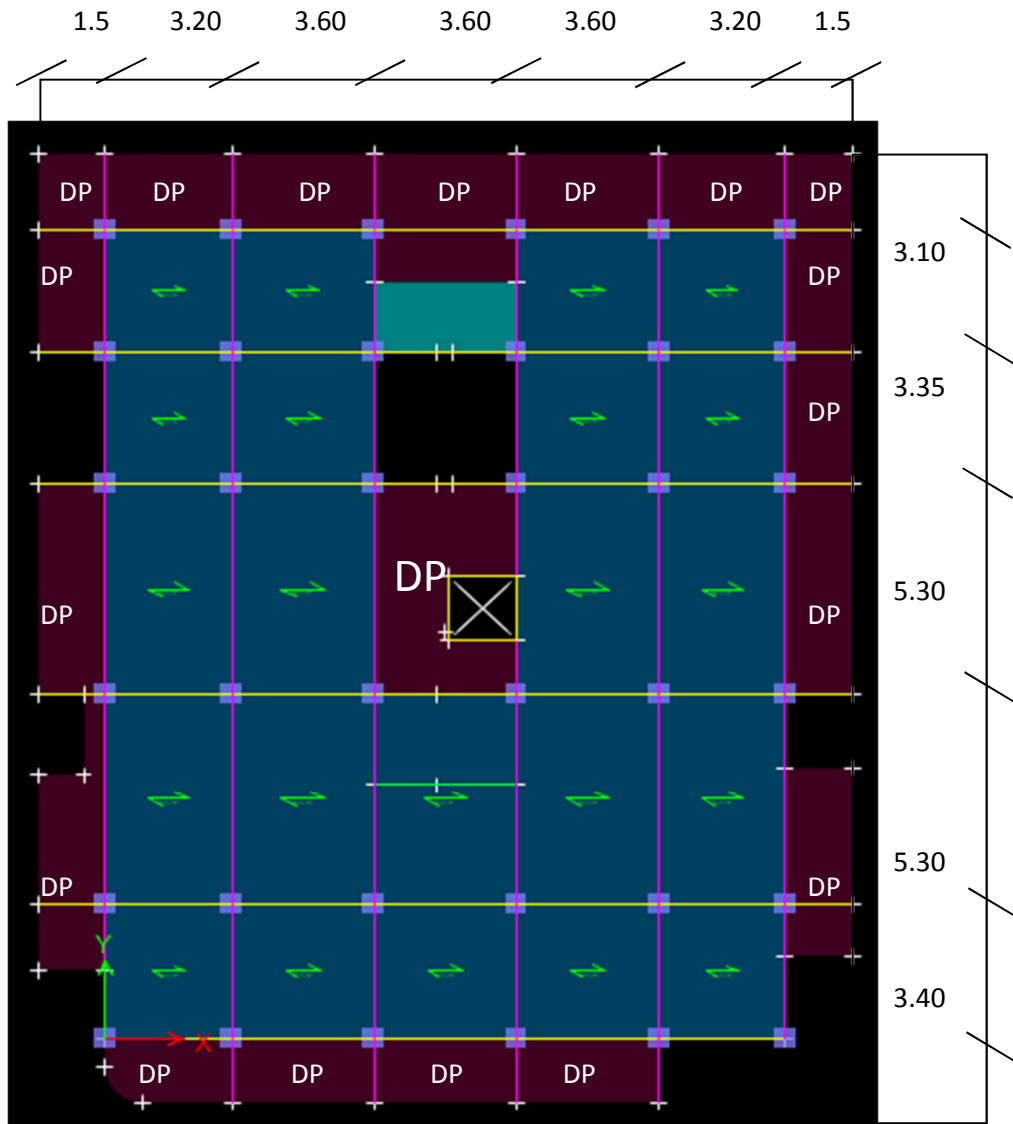


Figure II. 2 : Disposition des poutrelles RDC

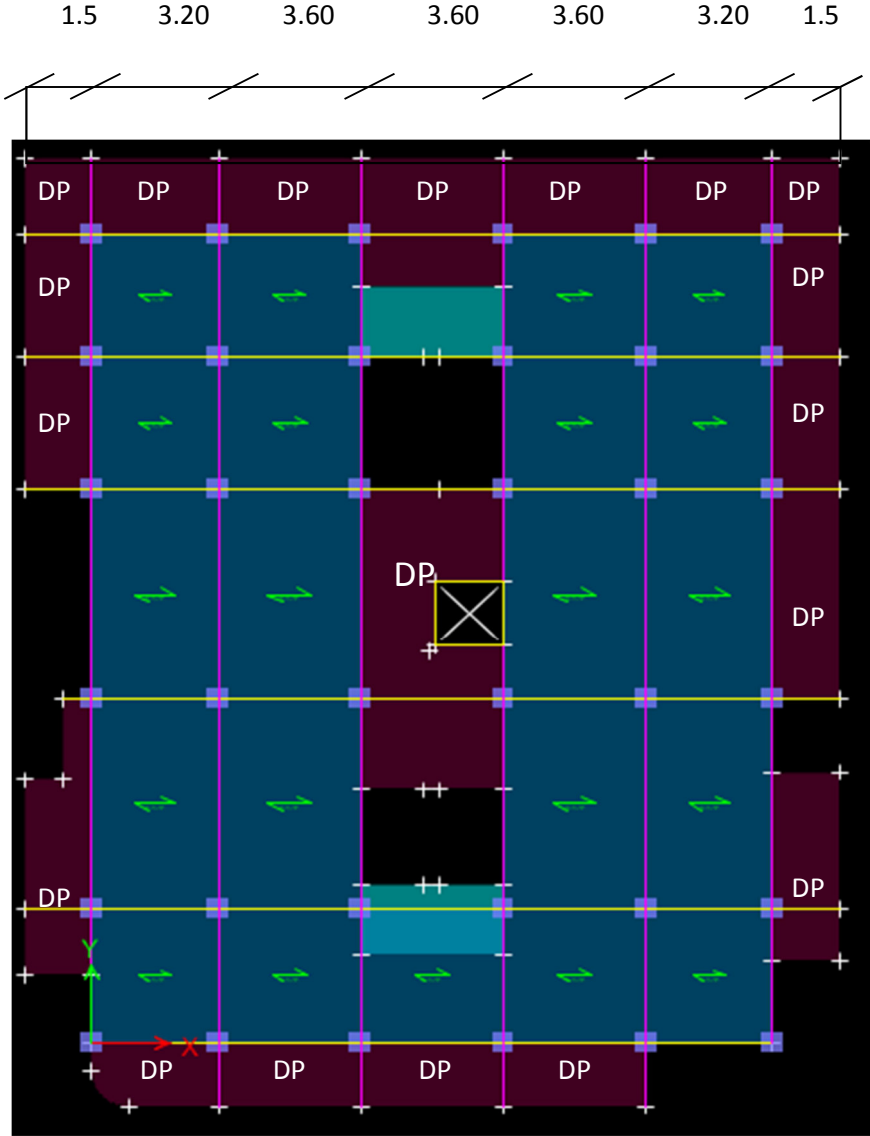


Figure II. 3 : Disposition des poutrelles 1er étage

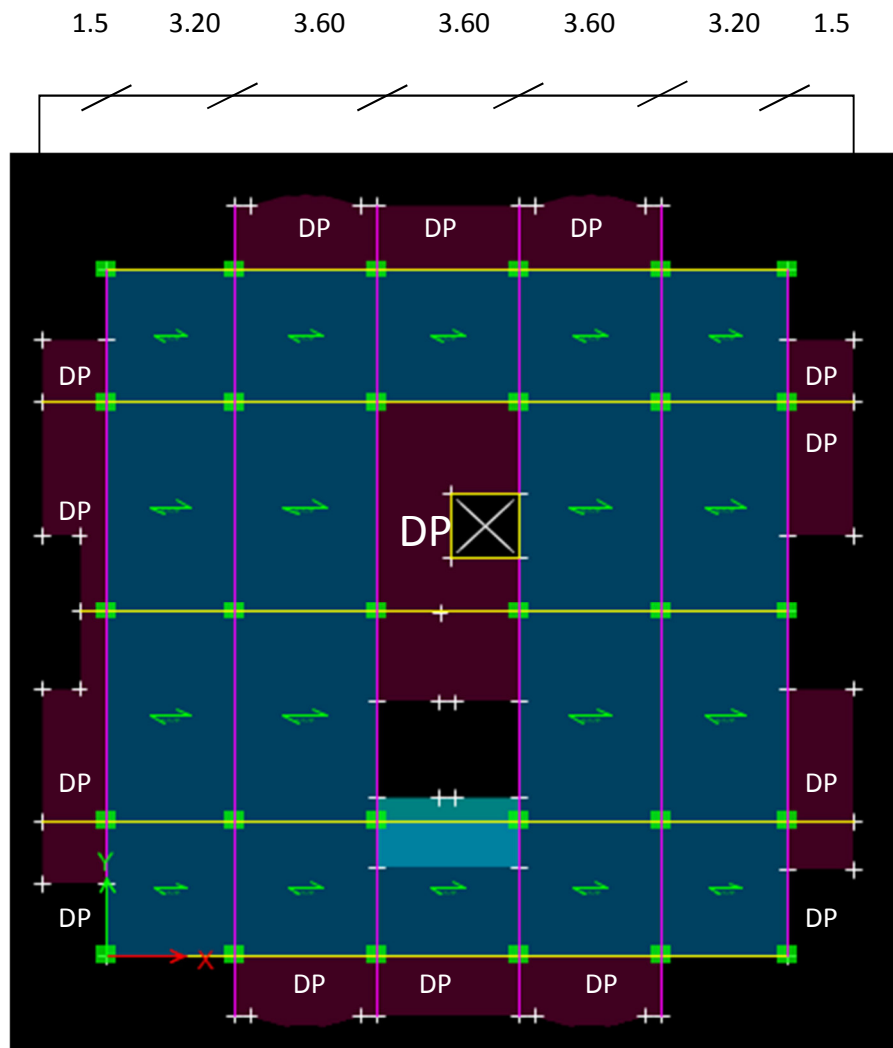


Figure II. 4 : Disposition des poutrelles étages courants

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T solidaires avec la table de compression, la largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \text{CBA (ART.A.4.1.3)}$$

Tel que :

- ✓ ht : hauteur total de la poutrelle.
- ✓ h0 : hauteur de la dalle de compression.
- ✓ b0 : largeur de la nervure, choisie forfaitairement.
- ✓ b : largeur efficace.

On a :

$$ht = 20 \text{ cm et } h_0 = 4 \text{ cm}$$

Tableau II. 1 : Détermination de la largeur de la table de compression

Lx (cm)	Ly (cm)	b0=(0,4 à 0,6)ht (cm)	$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{Lx}{2} ; \frac{Ly}{10} \right)$	b (cm)
65-10=55	320-30=2.9	8 à 12 = 10	min (27.5 ; 15) = 15	40

Lx : distance entre nus de deux poutrelles successives

Ly : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

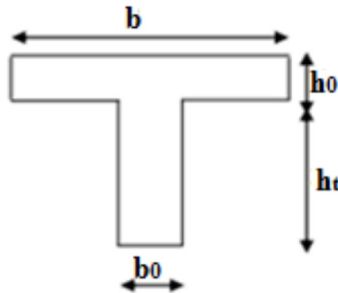


Figure II. 5 : Schéma d'une poutrelle

II.2.1.2 Plancher dalles pleine :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulées sur place. Leur dimensionnement se fait en basant sur les critères suivants :

✓ Critère de résistance à la flexion :

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis et $\rho \leq 0,4$

$e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis et $\rho > 0,4$

✓ Critère de résistance au feu :

$e \geq 7$ cmpour une heure de coupe- feu

$e \geq 11$ cmpour deux heures de coupe-feu

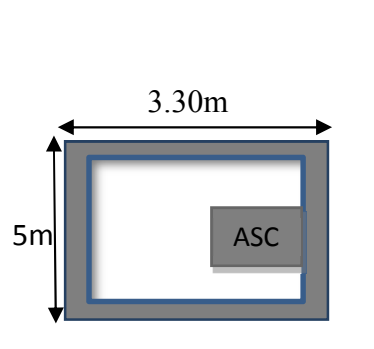
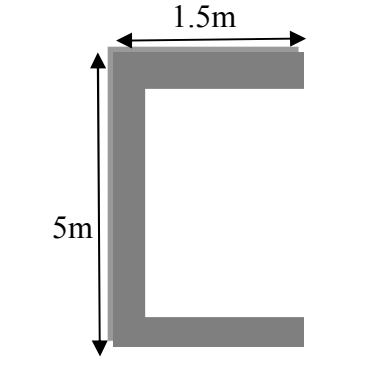
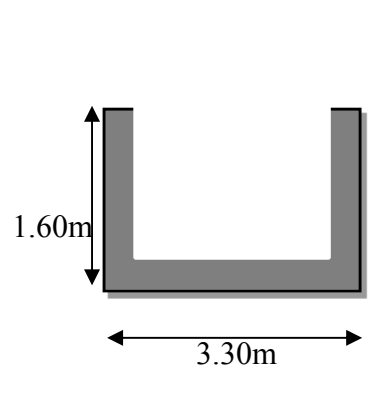
$e \geq 14$ cmpour trois heures de coupe-feu

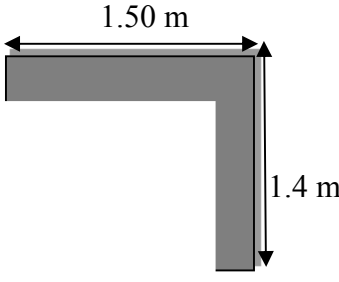
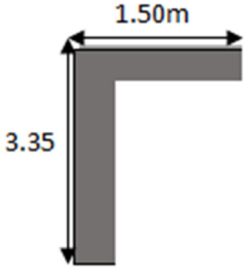
✓ Critère d'isolation phonique :

Selon les règles techniques du **CBA 93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle à l'intérieure de la structure.

Pour notre cas on distingue les cinq types de dalles les plus défavorables :

Tableau II. 2 : 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 sur 4 appuis		0.66 > 0.4	Travail suivant 2 sens	$\frac{330}{45} \leq e \leq \frac{330}{40}$	$7.33 \leq e \leq 8.25$
Dalle sur 3 appuis (plancher)		0.3 < 0.4	Travail suivant 1 sens	$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$	$4.28 \leq e \leq 5$
Dalle sur 3 appuis (balcon)		0.48 > 0.4	Travail suivant 2 sens	$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$	$3.55 \leq e \leq 4$

<p>Dalle sur 2 appuis (balcon)</p>		<p>0.93 > 0.4</p>	<p>Travail suivant 2 sens</p>	$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$	$4 \leq e \leq 4.66$
<p>Dalle sur 2 appuis (plancher)</p>		<p>0.44 > 0.4</p>	<p>Travail suivant 2 sens</p>	$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$	$4.28 \leq e \leq 5$

On opte pour toutes les dalles : "e=14 cm"

II.2.2 L'Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

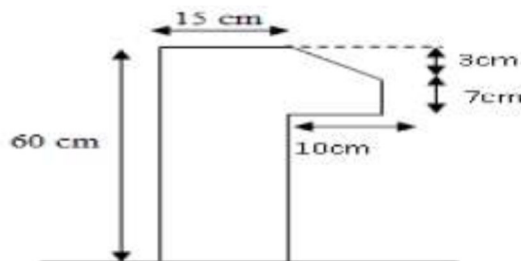


Figure II. 6 : Schéma statique de l'acrotère

Les caractéristiques de l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : Évaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Épaisseurs (cm)	Surface (m^2)	Densité (KN/m^2)	Poids (KN/ml)
Acrotère	15	0,0985	25	2,4625
Enduit de ciment intérieur	2	0,012	20	0,24
Enduit de ciment extérieur	2	0,01	20	0,2
Charge permanente total	G = 2,9025(KN/ml)			
Charge d'exploitation	Q= 1(KN/ml)			

II.2.3 L'Escaliers

Les escaliers sont des éléments constituent d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple et aussi munis des gardes corps qui assurent la sécurité des personnes.

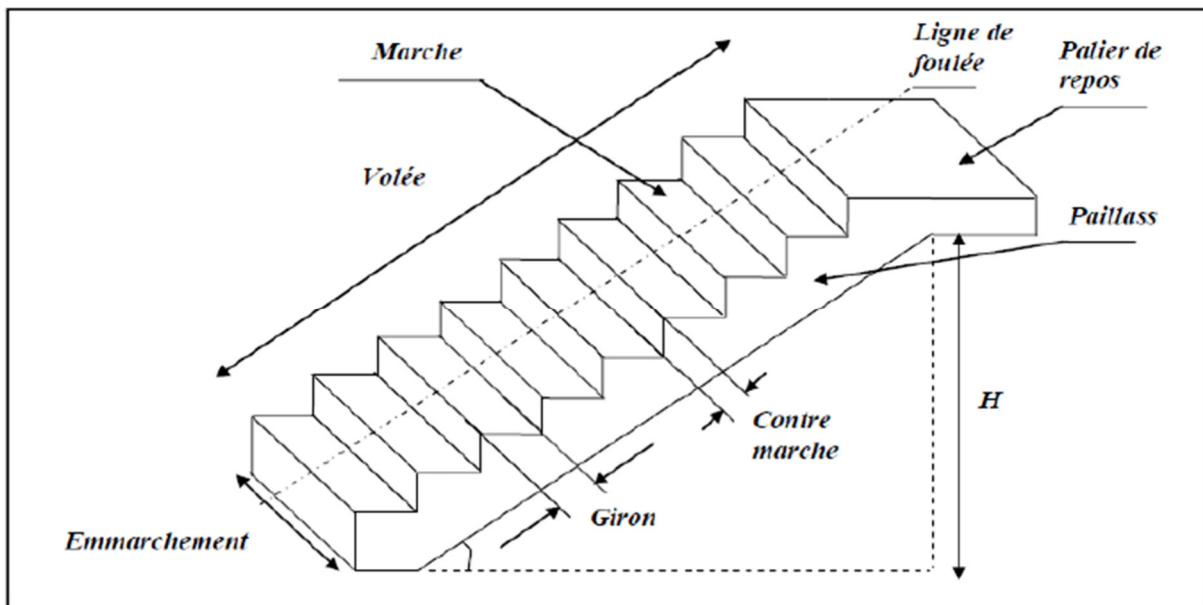


Figure II. 7 : Schéma d'un escalier

II.2.3.1 Pré dimensionnement d'escalier

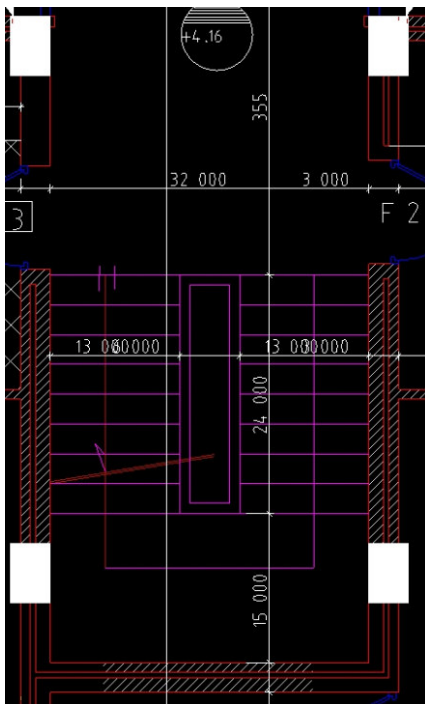


Figure II. 8 : vue en plan d'escalier

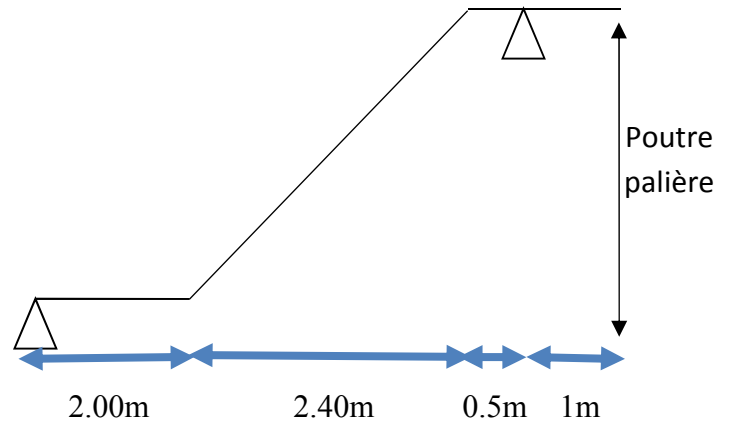


Figure II. 9 : Schéma statique d'escalier

La hauteur h des contres marches se situe entre 14 et 18 cm. La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Et pour le calcul des dimensions des escaliers on applique la formule empirique de *blondel*

$$0,60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65 \text{ m}$$

- H_0 : Demi-hauteur d'étage
- L_0 : Longueur projetée de la volée.
- g : le giron se situe entre 25 et 32 cm.
- n : nombres de contres marches.
- $n-1$: nombres de marches.
- h : La hauteur des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.

L'escalier est de mêmes dimensions pour le RDC et les autres En remplaçant h et g dans la formule de *BLONDEL*

$$0,60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65 \text{ m}$$

Tel que :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

On a :

$$H_0 = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,4 \text{ m}$$

$$64 \times n^2 - (0,64 + 2H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

➤ **n** : C'est la solution de l'équation. Après la résolution, on trouve le nombre de contre marches : **n=9**

Ce qui donne le nombre de marches : **n-1=9-1=8.**

Donc : **n-1=8.**

Calcul du giron (g) et la hauteur de contre marche (h) :

Tel que : $g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$ et $h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse « e » : On a : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ Et : $L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$

Tel que :

L_p : La longueur de palier (palier de départ et d'arrivée).

L_v : Longueur de la volée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow L = 2,85 + 2 + 0,5$$

$$\Leftrightarrow L = 5,35 \text{ m}$$

$$\frac{535}{30} \leq e \leq \frac{535}{20} \Rightarrow 17,83 \leq e \leq 26,75$$

Soit $e = 18 \text{ cm}$

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

➤ Épaisseur du palier = 18 cm

➤ Et pour les escaliers du rez-de chaussée on a :

n=11 Ce qui donne le nombre de marches : **n-1 = 11-1** Donc : **n-1 = 10**

II.3 Éléments principaux

II.3.1 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire se fait en respectant la condition du BAEL91 suivante :

- ht : hauteur comprise entre $L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$
- b : largeur comprise entre $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$.
- L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

II.3.1.1 Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.2 Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 leur pré dimensionnement est comme suit :

Tableau II. 4 : Pré dimensionnement de différentes poutres

	Pré dimensionnement	Vérifications RPA
Poutres principales	<p>On doit vérifier la condition de la flèche :</p> $\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 530 - 30 = 500cm$ $\square 33.33cm \leq h \leq 50 cm$</p> <p>soit : $h = 40cm$. $b = 30 cm$</p>	$b \geq 20 cm$
Poutres secondaires	$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 360 - 30 = 330cm$ $22cm \leq h \leq 33 cm$</p> <p>soit : $h = 30cm$. $b = 30cm$</p>	$h \geq 30 cm$ $h/b \leq 4$

Poutres Palière	On prend : $h = 45\text{cm}$. $b = 40\text{cm}$	
----------------------------	--	--

II.3.2 Voiles

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

Selon le [RPA99 /Modifié 2003, Art 7.7.1] ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4e$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

Les conditions sont équivalentes à : $\Rightarrow e \geq \text{Max} (he / 20 \text{ cm})$

Tel que :

- he : Hauteur libre du voile.
- h : hauteur d'étage.
- e : épaisseur du voile.
- L : longueur du voile.

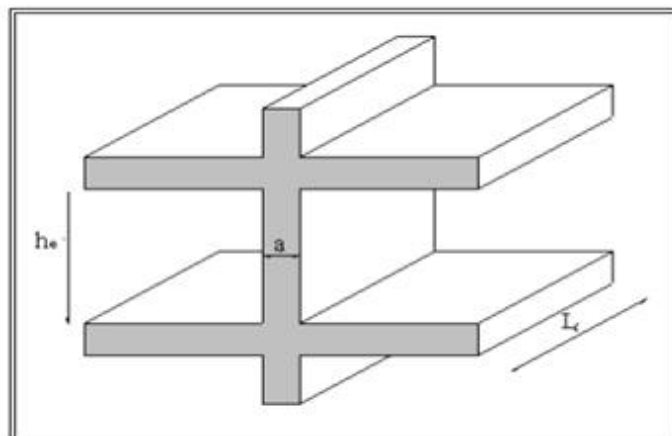


Figure II. 10 : Coupe de voile en élévation

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 5 : Dimensions des voiles

	h étage (m)	h_e libre (m) $h_e = h - e$	$he/20$ (cm)	e adopté (cm)	L adopté (cm)
RDC	3.52	3.37	16.85	20	
Autre étages Courants	3.06	2.91	14.55	20	

II.3.3 Poteaux

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait selon trois critères suivants :

- Critère de résistance à la compression
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Les exigences du RPA m899 version 2003.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA**, d’après l’article

(**Art. 7.4.1**) on doit satisfaire les conditions suivantes pour **la zone IIa** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ; h)} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b ; h)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Poids des poteaux : $G \text{ Poteau} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

Tableau II. 6 : Poids des poteaux rectangulaire supposés

Niveaux	RDC	1 et 2 ^{ème}	3,4 et 5 ^{ème}	6, 7 et 8 ^{ème}
Poteaux(cm²)	40×40	40×40	35×35	30×30
La hauteur h_e des poteaux(m)	3.52	$h_e = 3.06$	3.06	3.06
Poids propres (KN)	14.08	$G = 12.24$	09.37	6.88

Tableau II. 7 : Poids des poteaux circulaires supposés

Niveaux	2 ^{ème}	3,4 et 5 ^{ème}	6 , 7 et 8 ^{ème}
Rayon de Poteaux(cm)	20	17.5	15
La hauteur he des poteaux(m)	3.06	3.06	3.06
Poids propres (KN)	9.60	7.35	5.40

II.4 Évaluation des charges et surcharges

II.4.1 Charges d'exploitation

Tableau II. 8 : Charges d'exploitations des différents éléments

Nature de plancher	valeur« Q » (KN/m ²)
Toiture	1
Étage terrasse inaccessible	1
Étage courant (habitation)	1,5
Service	2.5
Commercial	5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II.4.2 Charges permanentes

➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 9 : Évaluation de charge pour étage terrasse inaccessible a corps creux

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Plancher corps creux	0.2	/	2.80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Forme de pente	0,065	22	1,43
Charge permanente total	G=5.62KN/m ²		

Tableau II. 10 : Évaluation de charge pour étage terrasse inaccessible a dalle pleine

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Plancher dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Forme de pente	0,065	22	1,43
Charge permanente total	G=6.32KN/m²		

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau II. 11 : Évaluation de charge pour étage courants

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux	0,2	/	2.80
Cloison de séparation	0,1	10	1
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G = 5,16 KN/m²		

➤ **Plancher dalle pleine (balcon)**

Tableau II. 12 : Évaluation de charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densités (KN/m)	Poids (KN/m)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente total	G = 4.93 KN/m²		

Plancher dalle pleine (plancher)

Tableau II. 13 : Évaluation de charge de la dalle pleine (plancher)

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Densités (KN/m)	Poids (KN/m)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Cloisons	/	/	1
Charge permanente total	G = 5.93 KN/m²		

Murs extérieurs doubles parois en briques creuses

Tableau II. 14 : Évaluation de charge pour murs extérieures

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0,02	18	0,36
Brique creuses extérieur	0,15	9	1,35
Lame d'aire	0,05	/	/
Brique creuses intérieur	0,10	9	0,9
Enduit de plâtre intérieur	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G = 2,81 KN/m²		

➤ Murs intérieurs

Tableau II. 15 : Évaluation de charge pour murs intérieur

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuses	0,10	9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G = 1.3 KN/m²		

- Les escaliers
 - Évaluation de charge sur le palier étage courant

Tableau II. 16 : Évaluation de charge et de surcharge du palier d'escalier

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m)	Poids (KN/m)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
lit de sable	0,02	18	0,36
Palier	0,18	25	4,5
Enduit de ciment	0,15	18	0,27
Charge permanente total	G = 5.93 KN/m²		

- Évaluation de charge sur la volée étage courant et RDC

Tableau II. 17 : Évaluation de charge et de surcharge de la volé d'escalier

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage vertical	0,02(h/g)	20	0,23
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose verticale	0,02(h/g) = 0,011	20	0,23
Marche	h/2 = 0.085	22	1.87
Paillasse	$(e / \cos \alpha)(0.18 / \cos 32.52)=0,213$	25	5.33
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Garde-corps	/	/	0.6
Charge permanente total	G =9,42 KN/m²		

II.5 Descente de charge sur le poteau(C4)

II.5.1 Calcul de La surface afférente

- **Sous G**

$$SG_{cc} = S1+ S2+ S3+ S4$$

$$= 4.125 \times 4$$

$$= 16.5 \text{ m}^2$$

- **Sous Q**

$$SQ_{cc} = (L_{ps}+L_{pp}) + SG_{cc}$$

$$= 0.3(2.5+1.65+2.5+1.65)+16.5$$

$$= 18.99 \text{ m}^2$$

II.5.2 Poids propre des éléments

- Plancher terrasse inaccessible

$$G=5.62*16.5=92.73 \text{ KN}$$

$$Q=1*18.99 = 18.99 \text{ KN}$$

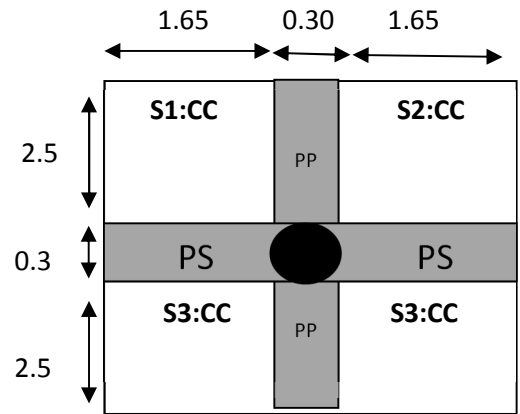


Figure II. 11 : surface afférente de C4 terrasse inaccessible

- Plancher étage courant

$$G_{cc}=8.25*5.16= 42.57\text{KN}$$

$$G_{dp}=4.125*5.93=24.46 \text{ KN}$$

$$G_{palier}=3.3*5.68=18.744 \text{ KN}$$

$$G_{volee}=0.825*9.42=7.77\text{KN}$$

$$Q_{cc}= 1.5*8.25 = 12.375 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=1.5*4.125=6.187 \text{ KN}$$

$$Q_{palier}=3.3*2.5=8.25 \text{ KN}$$

$$Q_{volee}=0.825*2.5= 2.062 \text{ KN}$$

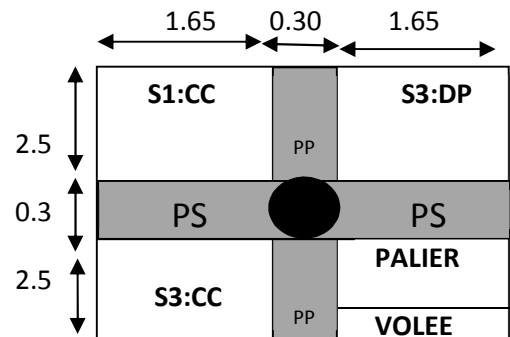


Figure II. 12 : Surface afférente de C4 étage courant

- Plancher première étage

$$G_{cc}=4.125*5.16= 21.285\text{KN}$$

$$G_{ccser}=4.125*5.16= 21.285\text{KN}$$

$$G_{dp}=4.125*8.28=34.155 \text{ KN}$$

$$G_{palier}=3.3*5.68=18.744 \text{ KN}$$

$$G_{volee}=0.825*9.42=7.77\text{KN}$$

$$Q_{cc}= 4.125*1.5=6.187\text{KN}$$

$$Q_{ccser}= 4.125*2.5=10.312 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=1.5*4.125=6.187 \text{ KN}$$

$$Q_{palier}=3.3*2.5=8.25 \text{ KN}$$

$$Q_{volee}=0.825*2.5= 2.62 \text{ KN}$$

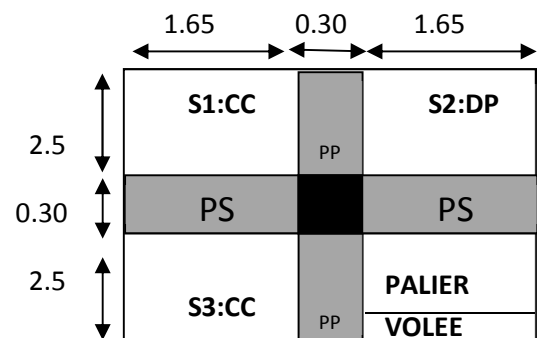


Figure II. 13 : surface afférente de C4 première étage

• **RDC**

$$G_{cc}=8.25*5.16= 42.57 \text{ KN}$$

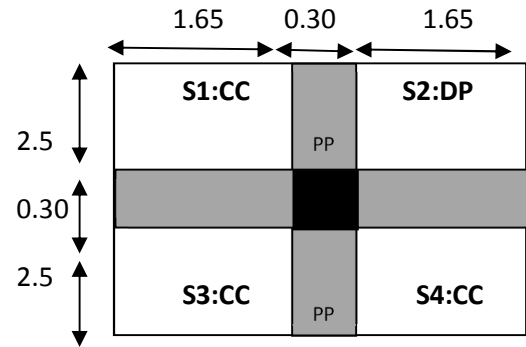
$$G_{dp}=4.125*8.28=34.155 \text{ KN}$$

$$G_{cccom}=4.125*5.16= 21.285\text{KN}$$

$$Q_{cc}= 1.5*8.25 = 12.375 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=1.5*4.125=6.187 \text{ KN}$$

$$Q_{cccom}= 4.125*5=20.625 \text{ KN}$$



• **Les poutres**

$$G_{pp}= 0.3*0.4*25*(2.5+2.5) = 15 \text{ KN}$$

$$G_{ps}= 0.3*0.3*25*(1.65+1.65) = 7.425 \text{ KN}$$

$$G_p= 22.425 \text{ KN}$$

• **Les poteaux**

➤ **Poteaux circulaires**

$$G_{Poteau} (r = 15\text{cm}) = 25*3.14*0.15^2*3.06= 5.40 \text{ KN}$$

$$G_{Poteau} (r =17.5\text{cm}) = 25*3.14*0.175^2*3.06= 7.35 \text{ KN}$$

$$G_{Poteau} (r =20\text{cm}) = 25*3.14*0.20^2*3.06= 9.60 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux rectangulaires**

$$G_{PoteauRDC} (40*40) = 25*0.4*0.4*3.52= 14.08 \text{ KN}$$

$$G_{Poteau} \text{ premier étage } (40*40) = 25*0.4*0.4*3.06= 12.24 \text{ KN}$$

❖ **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 ($n \geq 5$) : $Q_0+ 3+n \cdot 2 \cdot n *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

Tableau II. 18 : Évaluation de la descente de charge du poteau C4

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Terrasse inaccessible	92.73	Q0
	Poutres	22.425	18.99
	Poteau (r = 15)	5.40	
	Total	120.55	18.99
N1	Venant de N0	120.55	
	Plancher corps creux	42.57	Q0+Q1
	Plancher dalle pleine	24.46	18.99+28.874
	Poutres	22.42	
	Poteau (r=15)	5.40	
	Palier	18.74	
	Volée	7.77	
	Total	241.924	47.864
N2	Venant de N1	241.924	
	Plancher corps creux	42.57	
	Plancher dalle pleine	24.46	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Poutres	22.42	
	Poteau (r=15)	5.40	
	Palier	18.74	
	Volée	7.77	
	Total	335.468	73.520
N3	Venant de N2	335.468	
	Plancher corps creux	42.57	
	Plancher dalle pleine	24.46	Q0+0.90(Q1*3)
	Poutres	22.425	
	Poteau (r=17.5)	7.35	

	Palier	18.744	
	Volée	7.77	
	Total	458.787	96.94
N4	Venant de N3	458.787	$Q_0 + 0.85(Q_1 * 4)$
	Plancher corps creux	42.57	
		24.46	
	Plancher dalle pleine	22.425	
		7.35	
	Poutres	18.744	
	Poteau (r =17.5)	7.77	
	Palier Volée		
	Total	582.106	117.161
N5	Venant de N4	582.106	$Q_0 + 0.8(Q_1 * 5)$
	Plancher corps creux	42.57	
		24.46	
	Plancher dalle pleine	22.425	
		7.35	
	Poutres	18.744	
	Poteau (r =17.5)	7.77	
	Palier Volée		
	Total	705.425	134.486
N6	Venant de N5	705.425	$Q_0 + \frac{3+n}{2*n}(Q_1 * 6)$
	Plancher corps creux	42.57	
		24.46	
	Plancher dalle pleine	22.425	
		9.60	
	Poutres	18.744	
	Poteau (r =20)	7.77	
	Palier Volée		

	Total	830.994	148.923
N7	Venant de N6	830.994	$Q0 + \frac{3+n}{2*n}(Q1*6+Q7)$
	Plancher corps creux	42.57	
	Plancher dalle pleine	24.46	
	Poutres	22.425	
	Poteau (40*40)	12.24	
	Palier	18.744	
	Volée	7.77	
	Total	959.283	
N8	Venant de N7	959.283	$Q0 + \frac{3+n}{2*n}(Q1*6+Q7+Q8)$
	Plancher corps creux	63.855	
	Plancher dalle pleine	24.46	
	Poutres	22.425	
	Poteau (40*40)	14.08	
	Total	1084.023	

❖ Poteau C3

Tableau II. 19 : Les résultats de la descente du poteau C3

Poteau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
C3	932.565	144.70	1476.01

✓ Les résultats montrent que le poteau le plus sollicitée est le poteau C4 tel que :

Nu =1745.01 KN.

II.6 Vérification du poteau C4

Afin de prendre en considération la continuité des portiques Selon le BAEL (Art. B.8.1.1) :

- 10% pour les poteaux à plusieurs travées.
- 15% pour les poteaux à 2 travées.

Dans notre cas le poteau à plus de deux travées, donc l'effort **Nu** sera majoré de **10%**

$$N_u^* = 1,1 * 1745.01 = 1919.51 \text{ KN.}$$

❖ Vérification à faire

1-critère de résistance :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5}$

Le poteau le plus sollicité à la base (40*40) cm²:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} = \frac{1919.39 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.4} = 12 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots \text{(CV)}$$

Tableau II. 20 : vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

NIVEAU	SECTION (cm ²)	N _u [*] (KN)	Condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
RDC	40*40	1919.51	12.00	14.2	Vérifiée
1 ^{er}	40*40	1698.82	10.61	14.2	Vérifiée
2 ^{eme}	r=20 B=0.125	1479.74	11.78	14.2	Vérifiée
3 ^{eme}	r =17.5 B=0.096	1269.45	13.22	14.2	Vérifiée
4 ^{eme}	r =17.5 B=0.096	1057.74	11.01	14.2	Vérifiée
5 ^{eme}	r =17.5 B=0.096	841.24	8.76	14.2	Vérifiée
6 ^{eme}	r =15 B=0.070	619.47	8.84	14.2	Vérifiée
7 ^{eme}	r =15 B=0.070	438.22	6.26	14.2	Vérifiée
8 ^{eme}	r =15 B=0.070	210.35	3	14.2	Vérifiée

2. Critère de stabilité de forme (vérification au flambement):

$$N_u^* = \alpha \left[\frac{B_r + f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u^*}{\left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots \text{CBA93 (article B.8.2.1)}$$

Avec

- Br : section réduite du béton ($Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$)
- As : section des armatures
- α : Coefficient en fonction de l'élanement γ

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda^2}{35}\right)} \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50^2}{\lambda}\right) \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :

- B_r : La section de poteau réduite, ($Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$)
- A_s : Section des armatures, $As = 1\% Br$
- 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'élanement λ

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

- l_f : La longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

$L_0 = 3.52m$ pour RDC et $L_0 = 3.06m$ pour autres étages.

- i : Rayon de giration, $= \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 21 : Résultat de vérification au flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm)	Vérification au flambement					$N_u^*(KN)$	$B_r^{calculé} < B_r^{adop} (m^2)$		observation
		$I_f(m)$	$i(m)$	λ	$\lambda \leq 35$	α		$B_r^{calculé}$	B_r^{adop}	
RDC	40*40	2.46	0.11	22.36	Vérifiée	0.786	1919.51	0.111	0.144	Vérifiée
1 ^{er} étage	40*40	2.14	0.11	19.45	Vérifiée	0.801	1698.83	0.096	0.144	Vérifiée
2 ^{ème} étage	r=20	2.14	0.10	21.4	Vérifiée	0.791	1479.74	0.085	0.144	Vérifiée
3 ^{ème} étage	r=17.5	2.14	0.087	24.59	Vérifiée	0.774	1269.45	0.074	0.108	Vérifiée

4ème étage	r=17.5	2.14	0.087	24.59	Vérifiée	0.774	1057.74	0.062	0.108	Vérifiée
5ème étage	r=17.5	2.14	0.087	24.59	Vérifiée	0.774	841.24	0.049	0.108	Vérifiée
6ème étage	r=15	2.14	0.074	28.91	Vérifiée	0.729	619.47	0.038	0.078	Vérifiée
7ème étage	r=15	2.14	0.074	28.91	Vérifiée	0.729	438.23	0.027	0.078	Vérifiée
8ème étage	r=15	2.14	0.074	28.91	Vérifiée	0.729	210.35	0.013	0.078	Vérifiée

Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux a été effectué selon les règlements en vigueur, les dimensions adoptées sont récapitulées ci-après :

- Plancher corps creux (16+4) cm
- Dalle pleine e=14 cm
- Épaisseur des paillasses e=18cm
- Épaisseur des voiles : e= 20 cm

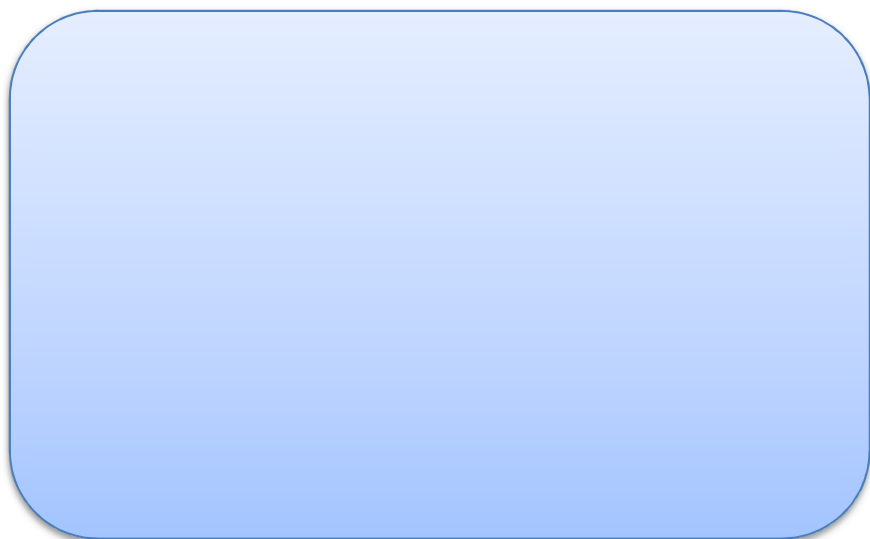
- Poutres

{	Principales	(30*40) cm ²
{	Secondaires	(30*30) cm ²

- Poteaux

Rectangulaire	{	RDC , 1er et 2ème étage (40*40) cm ²
	{	3,4 et 5ème étage (35*35) cm ²
	{	6,7et 8ème (30*30) cm ²

Circulaire	{	2ème étage (r=20) cm
	{	3ème, 4ème et 5ème étage (r=17.5) cm
	{	6ème, 7ème et 8ème étage (r=15) cm



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 l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2 Études des planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.2.1 Plancher à corps creux :

III.2.1.1 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple pour cela nous disposons de deux méthodes du calcul, la méthode forfaitaire et la méthode Caquot.

❖ **Domaine d'application la méthode forfaitaire (BAEL91 art B.6.2, 210) :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

❖ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1ère condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées

$Q > \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ on applique la méthode de Caquot.

Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de **Caquot minorée**, donc on minore(G) avec un coefficient de **2/3** pour

le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

III.2.1.2 Les Différents types de poutrelles :

On distingue 2 types de poutrelles :

Tableau III. 1 : Les différents Types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
1	
2	

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

Tableau III. 2 : Choix des méthodes de calculs pour Les différents Types de poutrelles

Types des poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1 et 2	Vérifiées	$Q \leq \min (2G, 5\text{KN}/m^2)$ $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25.$ F.P.N I= constant	Méthode forfaitaire

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

À l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ et $q_u = P_u * l_0$

À l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s * l_0$

Tableau III. 3 : Charges et surcharges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m ²)		
				P		q
Plancher étage habitation	5.16	1.5	0.65	ELU	9.21	5.99
				ELS	6.64	4.32
Plancher commercial	5.16	5	0.65	ELU	14.44	9.39
				ELS	10.15	6.60
Plancher service	5.16	2.5	0.65	ELU	10.70	6.96
				ELS	7.64	4.97
Plancher terrasse inaccessible	5.62	1	0.65	ELU	9.07	5.90
				ELS	6.61	4.30

III .2.1.3 Calcul des sollicitations :

Pour l'étude des poutrelles, on présente un exemple de calcul. On prendra comme exemple la poutrelle types 1 du plancher commercial, les résultats obtenus pour les autres types des poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 1 (plancher commercial) :

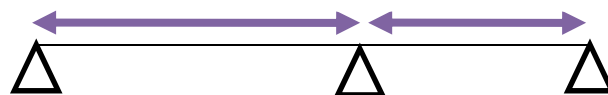


Figure III. 1 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites donc on applique cette méthode :

➤ **Calcul des moments isostatiques : $M_0=ql^2/8$**

Travée AB : $M_0^u=12.782 \text{ KN.m}$ Travée BC: $M_0^u =9.871\text{KN.m}$

$M_0^s=8.984\text{KN.m}$ $M_0^s= 6.938\text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments aux appuis**

- appuis de rive :

$M_A=M_C=0$ (le **BAEL 91** préconise de mettre les aciers de fissuration équilibrant un moment fictif le à $0.15M_0$)

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

$$M_A^u=M_C^u=-1.917\text{KN.m} \quad ; \quad M_A^s=M_C^s= -1.347\text{KN.m}$$

- appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 M_0^{AB}$$

$$M_B^u = -7.669\text{KN.m} \quad ; \quad M_B^s = -5.390\text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.70} = 0.4921 + 0.3\alpha = 1.147$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.347$$

Travée AB :

$$a) M_t^{AB} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0^{AB}$$

$$b) M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} = \max(a ; b) \Rightarrow M_t^{AB} > 0.847 M_0^{AB}$$

$$\text{ELU : } M_t^{AB} = 10.826\text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{AB} = 7.609\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Rightarrow M_t^{AB} > 1.147 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{AB} \\ \Rightarrow M_t^{AB} > 0.673 M_0^{AB} \end{cases}$$

Travée BC :

$$a) M_t^{BC} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 1.147 M_0^{BC} - 0.3 M_0^{AB}$$

$$b) M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 0.673 M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} = \max(a ; b) \Rightarrow M_t^{BC} > 1.147 M_0^{BC} - 0.3 M_0^{AB}$$

$$\text{ELU : } M_t^{BC} = 7.488\text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{BC} = 5.262\text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{qux1_{AB}}{2} = \frac{9.39 \times 3.30}{2} = 15.493\text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{qux1_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{9.39 \times 3.30}{2} = -17.817\text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = -1.15 \times \frac{q_{uxl_{BC}}}{2} = -1.15 \times \frac{9.39 \times 2.90}{2} = -15.659 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{q_{uxl_{BC}}}{2} = \frac{9.39 \times 2.90}{2} = 13.615 \text{KN}$$

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

Tableau III. 4 : Sollicitation max dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS

Combinaison	ELU				ELS		
	M_a^{Rive} (KN.m)	M_a^{Inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_U (KN)	M_a^{Rive} (KN.m)	M_a^{Inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Poutrelles du plancher habitation							
Type 1	-1.225	-4.90	6.264	-11.385	-0.883	-3.535	4.519
Type 2	-1.225	-4.083	5.447	11.385	-0.883	-2.946	3.929
Max	-1.225	-4.90	6.264	11.385	-0.883	-3.535	4.519
Poutrelles du plancher commercial							
Type 1	-1.917	-7.669	10.826	-17.817	-1.347	-5.390	7.609
Poutrelles du plancher service							
Type 1	-1.421	-5.684	7.550	-13.206	-1.014	-4.059	5.391
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Type 1	-1.205	-3.725	4.657	-11.207	-0.878	-3.514	2.993
Type 2	-	-4.020	5.226	10.719	-	-2.929	3.807
Max	-1.205	-4.020	5.226	-11.207	-0.878	-3.514	3.807

III .2.1.4 Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle **type 1** du plancher commercial qui est sollicité par les efforts suivants :

$$ELU \begin{cases} M_t = 10.826 \text{ KN.m} \\ M_a^{Rive} = -1.917 \text{ KN.m} \\ V_u = -17.817 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t = 7.609 \text{ KN.m} \\ M_a^{Rive} = -1.347 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 40 \text{ cm} \quad ; h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; h = 20 \text{ cm} \quad ; H = 16 \text{ cm} \quad ; b_0 = 10 \text{ cm} \quad ; d = 18 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

❖ Armatures longitudinales

a. Ferrailage en travée :

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

$$M_{tu} = 0.4 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 36.352 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 10.826 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.826 \times 10^{-3}}{0.4 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot (A)}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.058$$

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

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

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \Rightarrow \alpha = 0.074$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.78 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.869 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.78 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. Ferrailage en appuis

❖ Appuis intermédiaires :

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.169$$

$$0.186 > \mu_{bu} = 0.167 \Rightarrow \text{Pivot (A)}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \Rightarrow \alpha = 0.22$$

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

$$A_a^{\text{Interne}} = \frac{M_a^{\text{Rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{Interne}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On prend : **2HA10=1.75 cm²**

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_a^{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_a^{\text{Inter}} = 1.34 \text{ cm}^2 > A_a^{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

❖ Appuis de rive

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.04 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot}(A)$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \Rightarrow \alpha = 0.05$$

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

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1.917 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.31cm^2$$

On prend : **1HA10=0.79cm²**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217cm^2$$

$A_a^{Rive} = 0.31cm^2 > A_a^{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25; 4MPa) = 3.3MPa$$

$$\tau_U = 0.137MPa \leq \bar{\tau} = 3.3MPa \dots\dots\dots$$

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min(10mm ; 5.71mm ; 10mm) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

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

❖ Calcul de l'espacement :

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \dots\dots\dots(1) \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.36 \times 10^{-3} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 23.6cm \dots\dots\dots(2) \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.36 \times 10^{-3} \times 400}{0.10(0.98 - 0.3 \times 2.1)} = 21.57cm \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

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

On adopte: St ≤ 16.2cm Alors, on prend St = 15 cm.

❖ Vérification des armatures longitudinales (At) à l'effort tranchant (Vu) :

- Au niveau de l'appui intermédiaire : $A_l = A_l^{Travée} + A_l^{Inter} = 2.36 + 1.75 = 4.11$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} (17.81 \times 10^{-3} - \frac{7.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -0.85cm^2$$

$A_l = 4.11 \geq -0.85cm^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

- Au niveau de l'appui de rive : $A_l = A_l^{Travée} + A_l^{Rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 17.81 \times 10^{-3} = 0.51cm^2 \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

❖ Vérification au niveau de la jonction table-nervure :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.40 - 0.10}{2} = 0.15cm$$

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.15 \times 17.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.40 \times 0.04} \leq \bar{\tau}$$

$\tau_u^1 = 1.068Mpa < \bar{\tau} = 3.33Mpa \dots\dots\dots$ Condition · vérifiée

❖ Vérification au niveau de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times Vu}{a \times b_0} \leq \sigma_{bc}^- = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min[0.9d; (40 - 4)cm] = \min[16.2cm; 36cm] = 16.2cm$$

$Vu = 17.81KN < 108.14KN \dots\dots\dots$ La bielle est vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

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

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **En travée :**

$$M_{ser}=7.609\text{KN.m} \quad ; \quad A=2.36\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{0.4 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -175.6\text{cm}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y:

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

$$0.05y^2 + 0.0155y - 0.87 \times 10^{-3} = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.020 \Rightarrow y = 0.045\text{m} = 4.5\text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6.45 \times 10^{-5}\text{m}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5.3\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser}=5.39\text{KN.m}; A=1.75\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -464.7\text{cm}^3 < 0$$

→ L'axe neutre est dans la nervure

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.0744 \text{ m} = 7.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 4.29 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Appuis de rive :**

$$M_{ser} = 1.347 \text{ KN.m}; A = 0.79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -69.9 \text{ cm}^3 < 0$$

→ L'axe neutre est dans la nervure

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2.1 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 6.06 \text{ cm} < 8.46 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0606 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

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

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

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

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

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

-Exemple de calcul :

$$y = 4.82\text{cm}; I = 7.64 \times 10^{-5} \text{ m}^4; E_I = 32456.59 \text{ Mpa}; E_v = 10818.86 \text{ Mpa}; A_s = 2.36\text{cm}^2.$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.8 = 2.47 \text{ KN / m} \quad ; \quad q'_j = 0.65 \times \frac{2}{3} \times 3.8 = 1.64 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.16 = 3.35 \text{ KN / m} \quad ; \quad q'_g = 0.65 \times \frac{2}{3} \times 5.16 = 2.23 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.16 + 5) = 6.6 \text{ KN / m} \quad ; \quad q'_p = 0.65 \times \frac{2}{3} \times 10.16 = 4.4 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 3.36 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{gser} = 4.56 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pser} = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma : \sigma_{st} = 15 \frac{M_{Ser} (d - y)}{I} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 86.92 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^g = 118.03 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 232.4 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0.0131$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 2.91 ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.16$$

$$\text{Calcul de } \mu: \mu = \max\left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}\right) \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.448 \\ \mu_g = 0.556 \\ \mu_p = 0.742 \end{cases}$$

Calcul du centre de gravité et moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum S_i G_i}{\sum S_i} = 0.0482 \text{ m} = 4.82 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + \left[(b_0 \times h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 \right] + 15 \times A_s (y_G - d')^2 + \left[(b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right]$$

$$I_0 = 7.64 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Calcul des moments d'inerties fictives :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow \begin{cases} I_{ji} = 7.38 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{gi} = 6.49 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{gv} = 1.033 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{pi} = 5.38 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E \times I} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = 1.52 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gi} = 2.35 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gv} = 4.44 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{pi} = 5.6 \times 10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow 6.16 \times 10^{-3} \text{ m} < 6.6 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux :

Tableau III. 5 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Plancher	Endroit	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Service	Travée	7.55	0.041	0.052	0.176	1.23	0.86
	Appui Inter	-5.684	0.022	0.028	0.179	0.91	0.217
	Appui de rive	-1.420	0.030	0.039	0.177	0.23	
Habitation	Travée	6.264	0.03	0.043	0.176	1.02	0.86
	Appui Inter	-4.90	0.106	0.14	0.169	0.82	0.217
	Appui de rive	-1.225	0.026	0.033	0.177	0.2	
Terrasse inaccessible	Travée	6.029	0.033	0.042	0.177	0.79	0.86
	Appui Inter	-3.725	0.08	0.104	0.172	0.62	0.217
	Appui de rive	-1.205	0.026	0.033	0.177	0.20	

❖ Ferrailage adopté des différents niveaux :

Tableau III. 6 : Ferrailage adopté des différents niveaux

Plancher	Endroit	$A_{adopté}(cm^2)$
Service	Travée	3HA10=2.36
	Appui Inter	2HA8=1.01
	Appui de rive	1HA10=0.79
Habitation	Travée	3HA10=2.36
	Appui Inter	2HA8=1.01

	Appui de rive	1HA10=0.79
Terrasse inaccessible	Travée	3HA10=2.36
	Appui Inter	2HA8 =1.01
	Appui de rive	1HA10=0.79

❖ Vérification nécessaire à l'ELU :

Tableau III. 7 : Vérification nécessaire à l'ELU.

Plancher	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$	Armatures longitudinales		Bielle (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$
		$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$		
Service	0.736<3.33	3.15>0.42	3.37 > -0.623	13.2<108.14	0.76<3.33
Habitation	0.632<3.33	3.15>0.42	3.37 > -0.542	11.385<108.14	0.41<3.33
Terrasse inaccessible	0.62<3.33	3.15>0.42	3.37 > -0.6	11.207<108.14	0.64<3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III. 8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Plancher	Endroit	Ms (KN.m)	$A_y (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma \leq \bar{\sigma} (Mpa)$	Observation
Service	Travée	5.391	2.36	4.5	6450	3.76<15	Vérifiée
	Appui Inter	4.059	1.01	6.02	2900	8.67<15	Vérifiée
	Appui de rive	1.014	0.79	7.44	4290	1.8<15	Vérifiée
Habitation	Travée	4.519	2.36	4.5	6450	3.15<15	Vérifiée
	Appui Inter	3.535	1.01	6.02	2900	1.06<15	Vérifiée

	Appui de rive	0.883	0.79	7.44	4290	1.52<15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	4.393	2.36	4.5	6450	3.06<15	Vérifiée
	Appui Inter	3.514	1.01	6.02	2900	7.29<15	Vérifiée
	Appui de rive	0.878	0.79	7.44	4290	0.93<15	Vérifiée

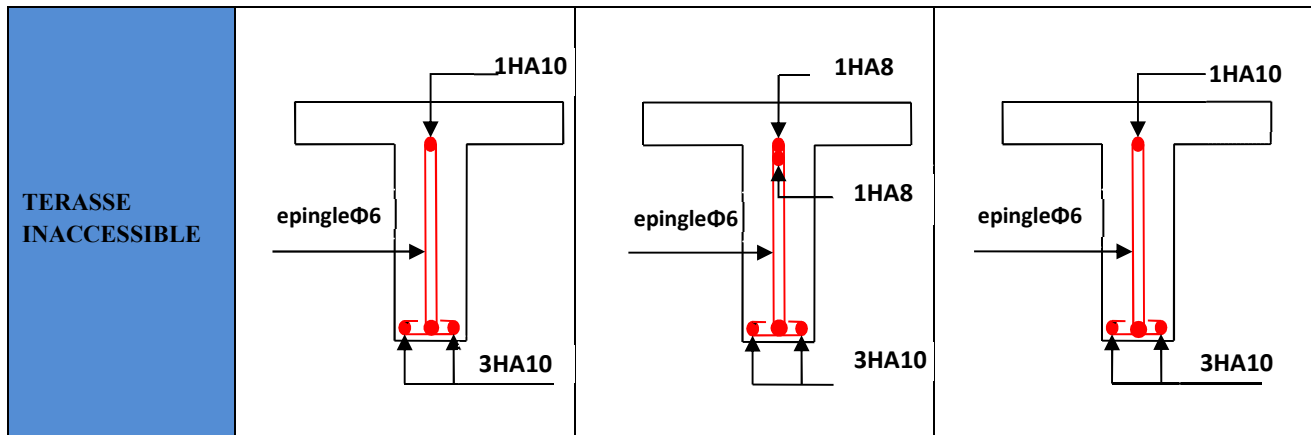
❖ Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux :

Tableau III. 9 : Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux.

Plancher	$\Delta f \leq \bar{f} (cm)$	Observation
Commercial	0.61<0.66	Vérifiée
Service	0.55<0.66	Vérifiée
Habitation	0.46 <0.66	Vérifiée
Terrasse inaccessible	0.42 <0.66	Vérifiée

Tableau III. 10 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
COMMERCIAL			
SERVICE			
HABITATION			



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 40}{235} = 0.68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$ (CBA)

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow St = 28 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots$ (CBA)

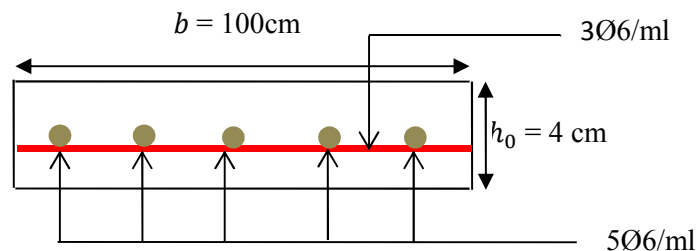


Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2 Étude des Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1,2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

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

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Tel que : L_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

L_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

Calcul des moments pour

- **En travée**

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x \quad \text{pour les travées de rive.}$$

$$M_t^y = 0,75 \times M_0^y \quad \text{pour les travées de rive intermédiaires.}$$

- **En appuis**

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

Tableau III. 11 : Données des différents types de dalles pleines.

Types	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	3.3	5	0.66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
D2	1,5	5	0,3	/	/	/	/
D3	1.6	3.3	0.48	/	/	/	/
D4	1.4	1.5	0,93	0,0428	0,8450	0,05	0,8939
D5	1.5	3.35	0.44	0.1049	0.25	0.1075	0.3155

Remarque : Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on les ferraille.

Exemple de calcul (Dalle sur quatre appuis) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.66 > 0.4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens.

$$G = 5,93 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

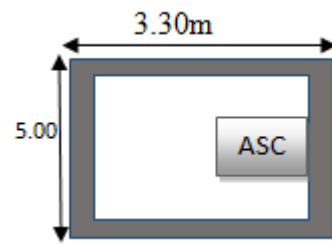


Figure III. 3 : Dalle sur quatre appuis

❖ Calculs des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.25 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.66 \rightarrow \text{Selon l'annexe 03} \begin{cases} u_x = 0,0737 \\ u_y = 0,3753 \end{cases}$$

- Calcul des moments :

$$M_0^x = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0737 \times 10.25 \times 3.3^2 = 8.22 \text{ KN.M}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,3753 \times 8.22 = 3.08 \text{ KN.M}$$

- Moments corrigés

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.75 M_0^x = 0,75 \times 8.22 = 6.17 \text{ KN.M} \\ M_a^x = -0.5 M_0^x = -0,5 \times 8.22 = -4.11 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

$$M_a^x = -0.5 M_0^x = -0,5 \times 8.22 = -4.11 \text{ KN.M}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^y = 0.75 M_0^y = 0,75 \times 3.08 = 2.31 \text{ KN.M} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -0,5 \times 3.08 = -1.54 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

$$M_a^y = -0.5 M_0^y = -0,5 \times 3.08 = -1.54 \text{ KN.M}$$

A L'ELS

$$q_s = G + Q = 5,93 + 1,5 = 7.43 \text{ KN.M}$$

$$\begin{cases} u_x = 0,0792. \\ u_y = 0,5351 \end{cases}$$

- Calculs des moments

$$M_0^x = u_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0792 \times 7.43 \times 3.3^2 = 6.40 \text{ KN.M}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,5351 \times 6.40 = 3.42 \text{ KN.M}$$

• Moments corrigés

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.75M_0^x = 0,75 \times 6.40 = 4.80KN.M \\ M_a^x &= -0.5M_0^x = -0,5 \times 6.40 = -3.2KN.M \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^y &= 0.75M_0^y = 0,75 \times 3.42 = 2.56KN.M \end{aligned} \right.$$

$$M_a^y = -0.5M_0^y = -0,5 \times 3.42 = -1.71KN.M$$

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU :

Tableau III. 12 : Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Position	Sens	M_u KN .m	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{Choisik}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x	6.16	0.03	0.038	0.118	1.5	1.31	3HA10=2.36cm ²	33
	y	2.31	0.011	0.014	0.119	0.55	1.12	3HA8=1.51cm ²	33
Appui	x	4.11	0.02	0.025	0.118	0.99	1.31	3HA8=1.51cm ²	33
	y	1.54	0.007	0.009	0.119	0.37	1.12	3HA8=1.51cm ²	33

❖ Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_x \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$;

Sens y-y : $St_y \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$

❖ L'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$V_U^x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{10.25 \times 3.3}{3} = 11.28 KN$$

$$\diamond V_U^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}} = \frac{10.25 \times 5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.66}{2}} = 19.26 KN$$

$$\diamond \tau_U = \frac{V_U^{MAX}}{b_0 * d} = \frac{19.26 \times 10^{-3}}{0.14} = 0.137 MPa$$

❖ Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

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

Tableau III. 13 : Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)
Travée	x	4.80	2.36	0,0429	9.765×10^{-5}	2.11	15	Vérifiée
	y	2.56	1.51	0.0321	5.657×10^{-5}	1.46	15	Vérifiée
Appui	x	3.2	1.51	0,0355	6.846×10^{-5}	1,66	15	Vérifiée
	y	1.71	1.51	0.0321	5.657×10^{-5}	0.97	15	Vérifiée

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

- 1) $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{330} = 0.042cm > 0.037 \dots\dots$ Condition est vérifiée
- 2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0019 < 0.005 \dots\dots\dots$ Condition est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

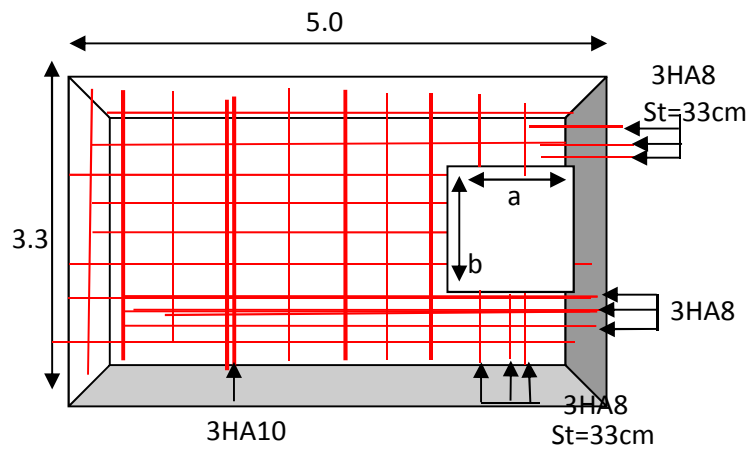


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

❖ Dalles (D2, D3, D4, et D5) :

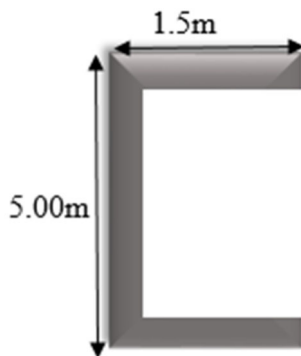


Figure III. 5 : Dalle sur 3 appuis D2

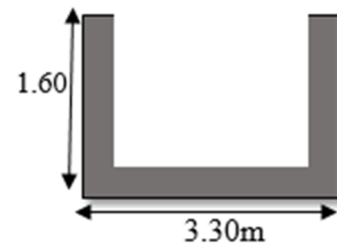


Figure III. 6 : Dalle sur 3 appuis D3

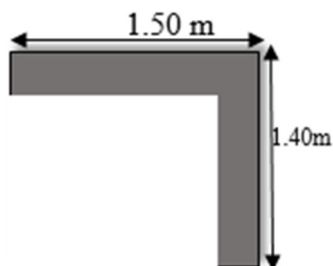


Figure III. 7 : Dalle sur 2 appuis D4

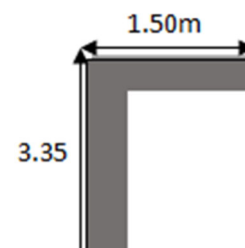


Figure III. 8 : Dalle sur 2 appuis D5

II.2.2.1 Calcul des sollicitations :

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à ELU et ELS des différents types de dalle sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14 : Calcul des sollicitations

Dalle	Chargement					Les moments	
	Sens	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	P (KN)		M_0 (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
D2	x-x	5.93	1.5	10.25	7.43	34.61	25.07
D3	x-x	4.93	3.5	11.90	8.43	17.77	12.58
	y-y					8.12	5.75
D4	x-x	4.93	3.5	11.90	8.43	0.99	0.82
	y-y					0.84	0.73
D5	x-x	5.93	1.5	10.25	7.43	0.24	0.17
	y-y					0.60	0.56

Tableau III. 15 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations									
	ELU						ELS			
	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax} (KN.M)	M_{ay} (KN.M)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax} (KN.M)	M_{ay} (KN.M)
D2 (travaille Selon x)	29.42	/	-10.38	/	7.69	/	21.31	/	-7.52	/
D3	15.11	6.90	-5.33	-2.43	6.34	5.39	10.70	4.89	-3.77	-1.72
D4	0.84	0.71	-0.29	-0.25	5.55	4.35	0.70	0.62	-0.24	-0.22
D5	2.05	0.51	-0.72	-0.18	5.12	4.89	1.52	0.48	-0.53	-0.17

III.2.2.2 Calcul des ferrillages à l'ELU :

Tableau III. 16 : Calcul du ferrillage 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
D2	Travée	X-X	29.42	0.144	0.195	0.110	7.64	1.45	6HA14=9.24	17
	Appui	x	10.38	0.05	0.065	0.116	2.55	1.12	4HA10=3.14	25
D3	Travée	X-X	15.11	0.074	0.096	0.115	3.76	1.12	4HA12=4.52	25
		Y-Y	6.90	0.033	0.043	0.117	1.68	1.12	4HA10=3.14	25
	Appui	x	5.33	0.026	0.033	0.118	1.29	1.12	3HA10=2.36	33
		y	2.43	0.011	0.015	0.119	0.58	1.12	3HA10=2.36	33
D4	Travée	X-X	0.84	0.004	0.005	0.119	0.203	1.12	4HA8=2.01	25
		Y-Y	0.71	0.003	0.004	0.119	0.172	1.12	4HA8=2.01	25
	Appui	x	0.29	0.001	0.002	0.119	0.071	1.12	4HA8=2.01	25
		y	0.25	0.001	0.002	0.119	0.060	1.12	4HA8=2.01	25
D5	Travée	X-X	2.05	0.010	0.012	0.119	0.495	1.12	3HA10=2.36	33
		Y-Y	0.51	0.002	0.003	0.119	0.123	1.12	4HA8=2.01	25
	Appui	x	0.72	0.003	0.004	0.119	0.174	1.12	4HA8=2.01	25
		y	0.18	0.0008	0.001	0.119	0.043	1.12	4HA8=2.01	25

Vérification des dalles aux états limites (ELU et ELS)

Tableau III. 17 : 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
D2	7.69	0.064<1.25	Vérifiée	/	/	Vérifiée
D3	6.34	0.052<1.25	Vérifiée	5.39	0.044<1.25	Vérifiée
D4	5.55	0.046<1.25	Vérifiée	4.35	0.036<1.25	Vérifiée
D5	5.12	0.042<1.25	Vérifiée	4.89	0.04<1.25	Vérifiée

III.2.2.3 Vérifications nécessaires :

Tableau III. 18 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de la dalle			Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs.
D2	Travée	X-X	21.3	5.86	55202	2.26<15	Vérifiée	35.52<201.63	Vérifiée
	Appui	X	7.52	6.60	26473	1.87<15	Vérifiée	22.97<201.63	Vérifiée
D3	Travée	X-X	10.70	5.86	55202	1.13<15	Vérifiée	17.83<201.63	Vérifiée
	Travée	Y-Y	4.89	5.03	274978	0.089<15	Vérifiée	18.58<201.63	Vérifiée
	Appui	X	3.77	6.60	26473	0.94<15	Vérifiée	11.53<201.63	Vérifiée
	Appui	Y	1.72	5.36	124884	0.074<15	Vérifiée	1.37<201.63	Vérifiée
D4	Travée	X-X	0.70	3.21	5657.2	0.39<15	Vérifiée	16.35<201.63	Vérifiée
	Travée	Y-Y	0.62	3.21	5657.2	0.35<15	vérifiée	14.61<201.63	vérifiée
	Appui	X	0.24	3.21	5657.2	0.14<15	vérifiée	5.77<201.63	Vérifiée

	Appui	Y	0.22	3.21	2267.5	0.31<15	Vérifiée	12.87<201.63	Vérifiée
D5	Travée	X-X	1.52	3.21	5657.2	0.86<15	Vérifiée	35.57<201.63	Vérifiée
	Travée	Y-Y	0.48	3.21	5657.2	0.27<15	Vérifiée	11.22<201.63	Vérifiée
	Appui	X	0.53	3.21	5657.2	0.30<15	Vérifiée	12.55<201.63	Vérifiée
	Appui	Y	0.17	3.21	2267.5	0.24<15	Vérifiée	9.88<201.63	Vérifiée

Tableau III. 19 : Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines

Types		(1) cm	obs.	(2) cm ²	obs.	(3) m	obs.
D2	Sens x	0.093>0.042	Vérifiée	0.0077>0.005	Non Vérifiée	1.5< 8	Vérifiée
D3	Sens x	0.087>0.042	Vérifiée	0.0037<0.005	Vérifiée	1.6< 8	Vérifiée
	Sens y	0.042≥0.042	Vérifiée	0.0026<0.005	Vérifiée	3.3< 8	Vérifiée
D4	Sens x	0.1>0.042	Vérifiée	0.0016<0.005	Vérifiée	1.4< 8	Vérifiée
	Sens y	0.093>0.042	Vérifiée	0.0016<0.005	Vérifiée	1.5< 8	Vérifiée
D5	Sens x	0.093>0.042	Vérifiée	0.0019<0.005	Vérifiée	1.5< 8	Vérifiée
	Sens y	0.042≥0.042	Vérifiée	0.0016<0.005	Vérifiée	3.35< 8	Vérifiée

Tableau III. 20 : Vérification de la flèche dans la dalle D2

Dalle	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification $\Delta f \leq f_{adm}$
D2	1.60	3	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas de la présence d'une ouverture dans la dalle on dispose d'une part et d'autre de l'ouverture des aciers de renfort d'une section équivalente à celle manquante dans l'ouverture

Tel que :

$$A_{eq} = l_{ouverture} \times A_t^{opte}$$

La longueur des barres de renforcement est égale à :

$$L^{renfort} = a + b + 2l_s ; a \text{ et } b \text{ longueurs de l'ouverture}$$

$$I_s = \begin{cases} 40 \varnothing \text{ (acier HA)} \\ 50 \varnothing \text{ (acier RL)} \end{cases}$$

$$A_t^x = 1.16 \times 2.36 = 2.73 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^x = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^y = 1.20 \times 1.51 = 1.81 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^y = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$L_a^{renfort} = 1.16 + 1.20 + 2 \times 40 \times 0.012 = 3.32 \text{ m}$$

$$L_b^{renfort} = L_a^{renfort} = 3.32 \text{ m}$$

❖ **Schémas de ferrailage des dalles pleines**

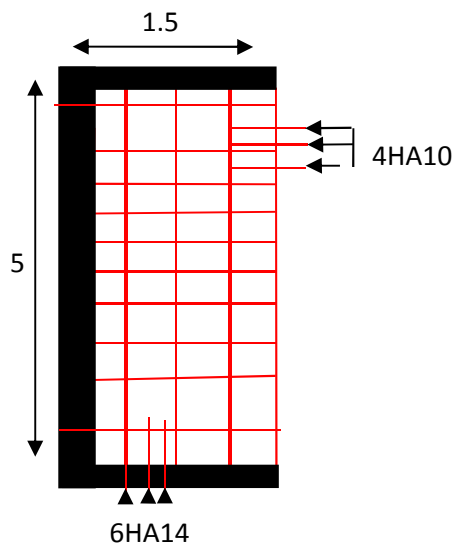


Figure III. 9 : Schéma ferrailage de dalle sur 3 appuis (plancher)

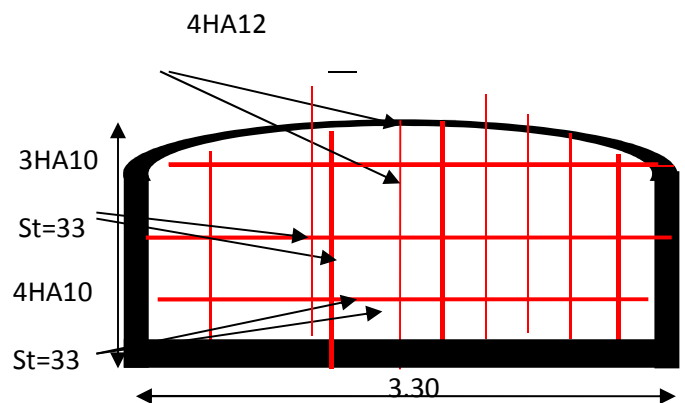


Figure III. 10 : Schéma ferrailage de dalle sur 3 appuis (Balcon)

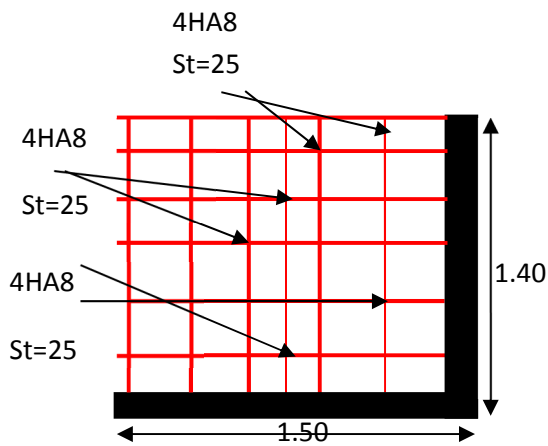


Figure III. 11 : Schéma ferrailage de dalle sur 2 appuis (Balcon)

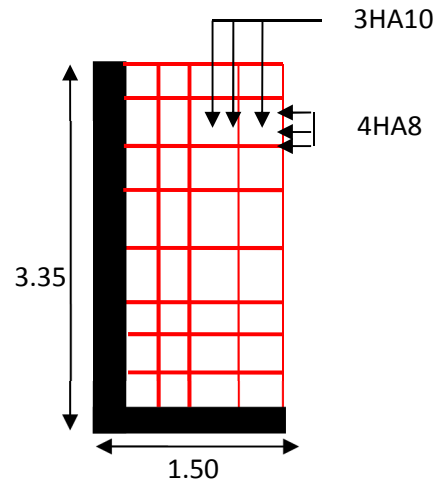


Figure III. 12 : Schéma ferrailage de dalle sur 2 appuis (plancher)

III.3. Étude des escaliers

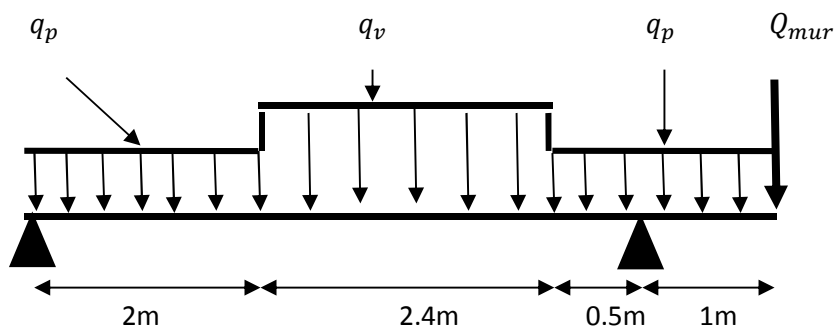


Figure III. 13 : Schéma statique de l'escalier

$$G_v = 9.42 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad qu_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 16.46 \text{ KN/m}$$

$$G_p = 5.68 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad qu_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 11.41 \text{ KN/m}$$

$$P_{mur} = G_{mur} \times H_{mur} = 2,81 \times (3.06 - 0.20) = 8.03 \quad ; \quad qu_{mur} = 1,35 G_{mur} = 10.84 \text{ KN/m}$$

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. 21 : Calcul des sollicitations dans l'escalier

	R_A	R_B	M_0	$M_t^{max}=0,75M_0$	$M_a=0,5M_0$	V^{max}
ELU	28.78	61.49	35.82	26.86	17.91	61.49
ELS	20.68	44.58	20.78	15.58	10.39	44.58

➤ **Ferraillage**

FPN, e=18cm , d=16cm , b=1ml , Mt= 26.86 KN.m ; Ma=17.91 KN.m

Tableau III. 22 : Ferraillage de l'escalier

	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$	St(cm)
Travée	0.073	0.096	0,153	5.04	1,93	4HA14=6.16	25
Appuis	0.049	0,063	1,155	3.32	1,93	4HA12=4.52	25

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,38 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition**

On a une charge répartie donc

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ (cm}^2/ml)$ On choisit : 4HA8 =2.01(cm²/ml) ; St=25cm

En Appuis : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ (cm}^2/ml)$ On choisit : 4HA8 =2.01(cm²/ml) ; St=25cm

✓ **Vérification des espacements**

On a FPN donc :

Sens principale : En travée : St = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm **condition vérifiée**

En appuis : St = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm**condition vérifiée**

Sens secondaire :

Armature de répartition : $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ condition vérifiée

✓ Vérification à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 Fc28 = 15 \text{ MPA}$$

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

Tableau III. 23 : Vérifications A L'ELS

	Mser	Y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
Travée	15.58	4.59	24930.8	2.86	15	vérifiée
Appuis	10.39	4.02	18426.4	2.26	15	vérifiée
/	h/L > Max(3/80; Mtx/20M0)		At / b × d < 2/Fe		L < 8m	vérifiée
Travée	3.05 < 3.75 cm		3.85 < 5		5.9 < 8 m	Pas vérifiée

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est obligatoire.

$$\Delta f = 5.90\text{mm} < f_{adm} = 6.23\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche est vérifiée}$$

III.4. Etude de la poutre palière

Poids propre de la poutre : $0.4 \times 0.45 \times 25 = 4.5 \text{ Kn/ml}$

Réaction du palier à L'ELU : $R_B = 61.49 \text{ Kn}$

Réaction du palier à L'ELS : $R_B = 44.58 \text{ Kn}$

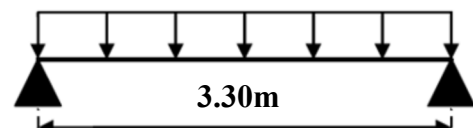


Figure III. 14 : Schéma statique de la poutre palière

- Calcul des sollicitations

$$Q_u = 1,35G + R_B^U = 67.56 \text{ Kn/ml} \quad ; \quad Q_s = G + R_B^S = 65.99 \text{ Kn/ml}$$

Tableau III. 24 : Calcul des sollicitations de la poutre palière

	qeq(KN/ml)	$M_0^{max} = ql^2/8$ (Kn.m)	$M_t = 0,85M_0^{max} = (Kn.m)$	$M_a = 0,4M_0^{max}$	Vu (Kn)
ELU	67.56	91.97	78.17	36.78	111.48
ELS	49.08	66.81	56.78	-26.72	/

➤ **Ferraillage**

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

Tableau III. 25 : Ferraillage de la poutre palière

	μ_{bu}	A	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	0.074	0.097	0.413	5.43	2.07
Appuis	0.035	0.044	0.422	2.50	2.07

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.64 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage à la torsion**

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée il est égale au moment a l'appui $M_{tor} = -M_a \times \frac{L}{2} = -29.55 \text{ Kn.m}$

➤ **Ferraillage**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.76 \text{ cm}^2 \quad , \quad e = \frac{\phi}{6} = 6.66 \text{ cm} \quad , \quad \phi = \min(b, h)$$

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- +A_l : section d'acier

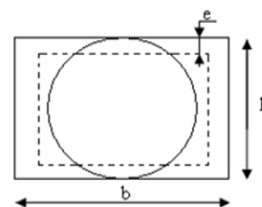


Figure III. 15 : Section creuse équivalente

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278 \text{ cm}^2 ;$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 143 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentes a la torsion

On doit vérifier : $\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_u^{tor^2} + \tau_u^{Fs^2}} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28}$

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15,51 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 1.73 \text{ MPA}$$

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{(1,771)^2 + (1,73)^2} = 1.85 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de rupture par cisaillement

➤ Ferrailage globale

En travée : $A_t = A^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.43 + \frac{4.76}{2} = 7.81 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

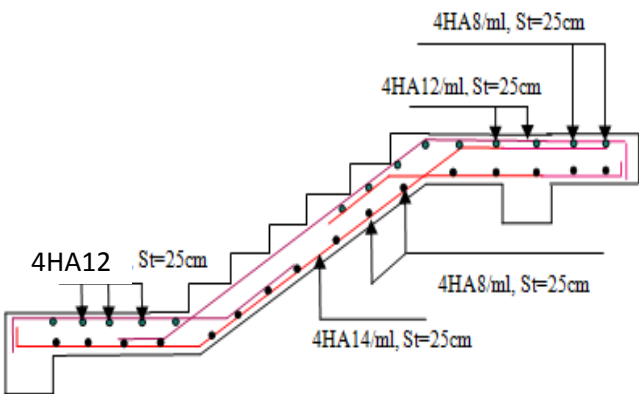
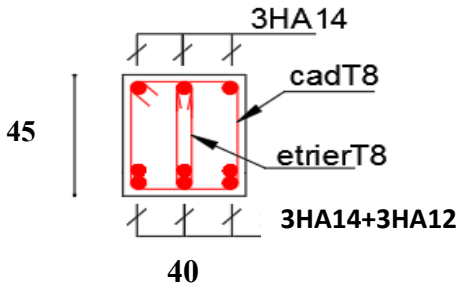
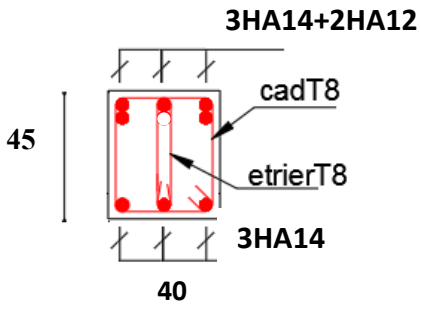
En appui : $A_t = A^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.5 + \frac{4.76}{2} = 4.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$

✓ Vérification à L'ELS

Tableau III. 26 : Vérifications A L'ELS

	Mser	Y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
Travée	56.78	11.84	109516	6.14	15	vérifiée
Appuis	-26.72	9.95	78672	3.38	15	vérifiée
/	h/L > Max(1/16; M/t/10M0)		At / b × d < 4,2/Fe		L < 8m	vérifiée
Travée	13.63 > 8,4cm		6.20 < 10.5 cm ²		3.3 < 8 m	vérifiée

Tableau III. 27 : Schéma de ferrailage de l'escalier et de la poutre palière

Schéma de ferrailage de l'escalier	Schéma de ferrailage de la poutre palière
 <p>Détails du schéma de ferrailage de l'escalier :</p> <ul style="list-style-type: none"> Rampe ascendante : 4HA12, St=25cm Plate-forme supérieure : 4HA14/ml, St=25cm Plate-forme inférieure : 4HA8/ml, St=25cm Section intermédiaire : 4HA12/ml, St=25cm Section supérieure : 4HA8/ml, St=25cm 	<p>En travée</p>
	 <p>Détails du schéma de ferrailage de la poutre palière en travée :</p> <ul style="list-style-type: none"> Section : 40 cm de largeur, 45 cm de hauteur Armatures supérieures : 3HA14 Armatures inférieures : 3HA14+3HA12 Étriers : cadT8, étrierT8
<p>En appuis</p>	 <p>Détails du schéma de ferrailage de la poutre palière en appui :</p> <ul style="list-style-type: none"> Section : 40 cm de largeur, 45 cm de hauteur Armatures supérieures : 3HA14+2HA12 Armatures inférieures : 3HA14 Étriers : cadT8, étrierT8

III.5 Étude de l'acrotère

❖ Évaluation des charges et surcharges

$$G_{tot} = 2.253 \frac{KN}{m}$$

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

La force horizontale sismique :

D'après le (RPA 99/2003 Art 6.2.3), l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme.

- $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ RPA 99/2003
Art 6.2.3
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- 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 : $A=0.15$ (zone IIa , groupe 2).....
(Tab (4-1) du RPA99/2003).

$C_p=0.8$; $W_p=2.253\text{KN/ml}$

Donc $F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.253=1.08\text{ KN}$

❖ Calcul des sollicitations de l'acrotère

Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 5) \times 15 + (10 \times 3) \times (\frac{1}{2}) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + 10 \times 3 \times (\frac{1}{2})} = 6.20\text{cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (\frac{1}{2}) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + 10 \times 3 \times (\frac{1}{2})} = 33.01\text{cm}$$

Moment engendré par les efforts normaux

- Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.253\text{KN}$
- Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$
- Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

- $M_G = 0$
- $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KN.m}$
- $M_F = F_p \times Y_G = 1.08 \times 0.33 = 0.356\text{KN.m}$

Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

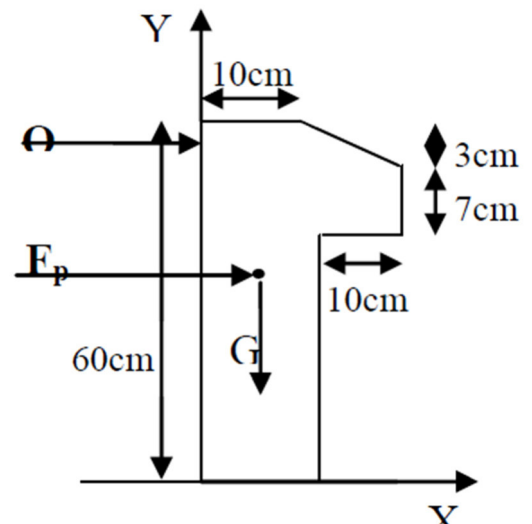


Figure III. 16 : Coupe transversale de l'acrotère

Tableau III. 28 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	ELU accidentel	ELU	ELS
	$G + Q + F_p$	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$
N (KN)	2,253	3,04	2,253
M (KN.m)	0.956	0,9	0,6

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.04} = 0.296m \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m \end{array} \right. \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \dots \dots \dots (SPC)$$

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

Tel que :

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

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 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 ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

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

Donc : $e = 0.00864 + 0.296 + 0.02 = 0,325 m$

Les sollicitations corrigées sont :

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

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

❖ Ferrailage ELU

$N_u = 3.04 \text{ KN}$

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

Position du centre de pression :

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

\Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC)

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0168 \quad \text{Et}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0744$$

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

On revient à la flexion composée

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

❖ Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.075 \times \frac{2.1}{400} = 0.905 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ on adopte: $A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement

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

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

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \theta = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{2.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.075 \times 0.0754} = 0.408 \text{ MPA}$$

$$\bar{\xi}_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPA}$$

ξ_{se} : est le coefficient de scellement.

$\Rightarrow \xi_{se} < \bar{\xi}_{se} \rightarrow \text{pas de risque par rapport a l'adhérence}$

❖ Vérifications à l'ELS

MserG=0.6KN.m; Nser=2.253KN; d=10 - 2.5=7.5cm; η = 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

Yser = Yc + C et C = d- e1

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

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

e > d =>> "c" à l' extérieur de la section c 0.075- 0.29 -0.215m

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} y_{C1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.234 \\ y_{C2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0.421; \text{ Avec} \\ y_{C3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.187 \end{cases} \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.422 \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 168.86^\circ \end{cases}$$

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

Calcul des contraintes

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

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

❖ **Schéma de Ferrailage**

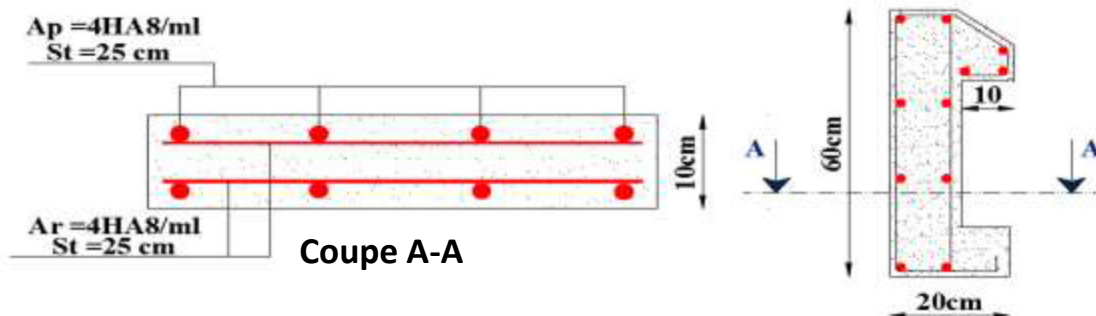


Figure III. 17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. L'ascenseur

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.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La course maximale = 50 m

D_m : La charge due à l'ascenseur = 43 KN

P_m : La charge due à la machine = 15 KN

F_c : La charge due à la rupture des câbles = 50 KN

La vitesse de levage = 0,63 m/s

Les dimensions de la gaine : $B_S = l = 116\text{cm}$ $T_S = L = 120\text{cm}$

- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

III.6.1 Dalle de la salle de machine (locale)

La dalle repose sur quatre appuis, son épaisseur est définie par :

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

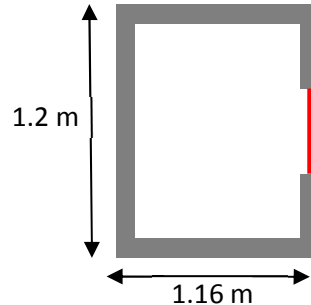


Figure III. 18 : Dimensions de la cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h=15\text{cm}$

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

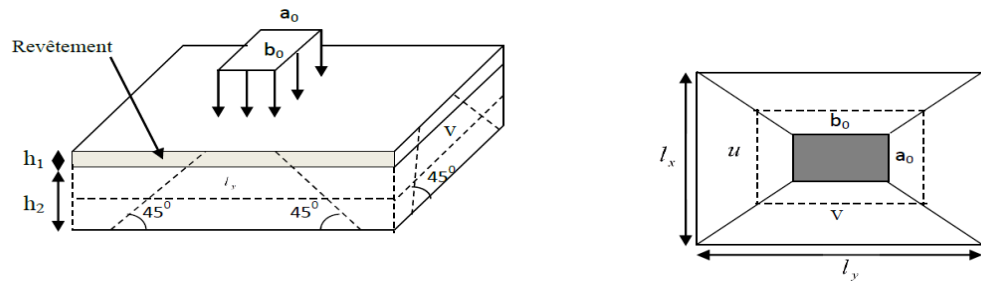


Figure III. 19 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \Delta l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \Delta l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_0 : épaisseur de la dalle

h : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Évaluation des moments sous charge concentrée**
- **M_{x1} et M_{y1} du système :**

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [Annexe3]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,96 ; \frac{U}{l_x} = 0,9 ; \frac{V}{l_y} = 0,9$$

D'où : $M_1 = 0,054$ $M_2 = 0,033$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN} \text{ (avec : } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u = 4.59 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u = 2.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **M_{x2} et M_{y2} du système :**

M_{x2}, M_{y2} sont dus à la charge répartie de la dalle.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.96 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,9092 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe6}]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 6,65 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0401 \times 10,47 \times 1,16^2 = 0.56 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,9092 \times 0.56 = 0,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml et de 15cm d'épaisseur, avec d_x=13cm et d_y=12cm.

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 3.86 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \times M_x = -2,57 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ay} = -0,5 \times M_y = -1,655 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 29 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X	Travée	3,86	0,016	0,077	0,126	0,88	1,2	3HA10=2,36
	Appui	2,57	0,011	0,014	0,129	0,57	1,2	2HA10=1,75
Y	Travée	2,48	0,01	0,013	0,117	0,6	1,2	3HA10=2.36
	Appui	1.655	0,007	0,009	0,117	0,40	1,2	2HA10=1,75

• **Verifications au poinçonnement:**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c périmètre du rectangle d'impact

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

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 420 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

85,05KN ≤ 472,5KN..... condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), U=V

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times a} = \frac{85,05}{3 \times 1,05} = 27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{esr} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = (0,054 + 0,2 \times 0,033) \times 63 = 3,82 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0,033 + 0,2 \times 0,054) \times 63 = 2.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = 0,0401 \times 7,65 \times 1,16^2 = 0,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9092 \times 0,41 = 0,38 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments :

$$+ M_x = 4,23 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 3,13 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 3,17 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y = 2,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \times M_x = -2,11 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ay} = -0,5 \times M_y = -1,57 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 30 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur

Position	Sens	M (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
X	Travée	3.17	2.36	2.7	4411,7	1.94<15	191<201,63	Vérifiée
	Appui	2.11	1.75	2.36	3409.8	1.46<15	119<201,63	Vérifiée
Y	Travée	2.34	2.36	2.7	4411,7	1.43<15	150<201,63	Vérifiée
	Appui	1.57	1.75	2.36	3409.8	1,08<15	74,6<201,63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

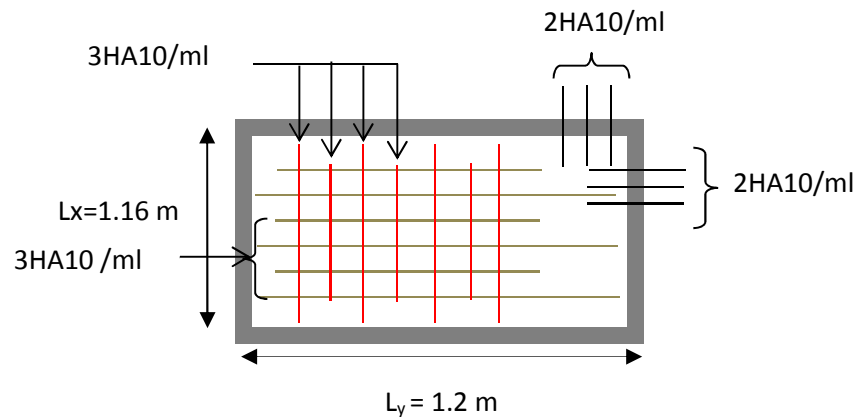


Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6.2 Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (116×120 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1=3.5 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = 73.27 \text{ KN/m}^2$
- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 77.87 \text{ KN/m}^2$.

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $P_u = 1,35G_{total} + 1,5Q = 106.62 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.96 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0,0401 \quad ; \quad \mu_y = 0,9092$

• Évaluation des moments à l'ELU :

$M_x = 0,0401 \times 106.62 \times 1,16^2 = 5,75 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,9092 \times 5,75 = 5,22 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 4,31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y = 3,91 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0,5 \times M_x = -2,87 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ay} = -0,5 \times M_y = -2,61 \text{ KN.m}$

• Ferrailage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III. 31 : Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X	Travée	4,31	0,018	0,024	0,128	0.96	1,4	4HA8=2,01
	Appui	2,87	0,012	0,016	0,129	0,64	1,2	4HA8=2,01
Y	Travée	3.91	0,016	0,021	0,129	0,78	1,4	4HA8=2,01
	Appui	2.61	0,011	0,014	0,129	0,58	1,2	4HA8=2,01

Calcul à l'ELS :($\nu=0,2$)

$$P_s = G^{total} + Q = 78.87KN/m^2$$

$$0,0474 \quad ; \quad \mu_y = 0,9385$$

$$\mu_x =$$

Tableau III. 32 : Vérification de la contrainte du béton

Position	Sens	M (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Observation
X	Travée	4.31	2,01	2,51	7761.24	1,39<15	Vérifiée
	Appui	2.87	2,01	2,51	7761.24	0,92<15	Vérifiée
Y	Travée	3.91	2,01	2,51	7761.24	1.26<15	Vérifiée
	Appui	2.61	2,01	2,51	7761.24	0,84<15	Vérifiée

• Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{15}{116} = 0,129 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,055 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Schémas de ferrailage :

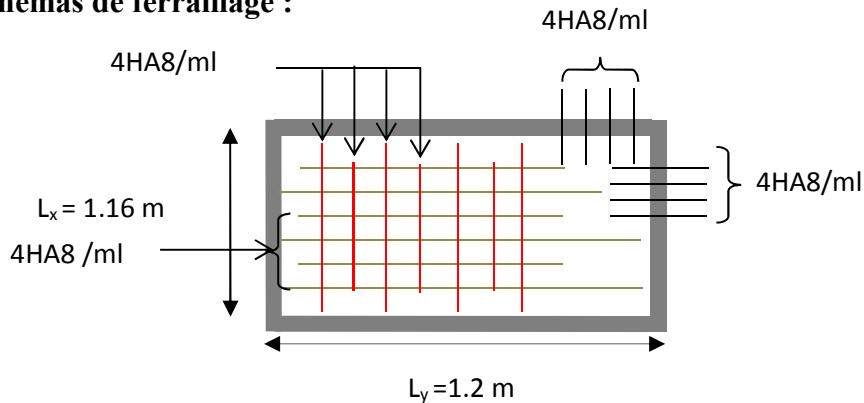
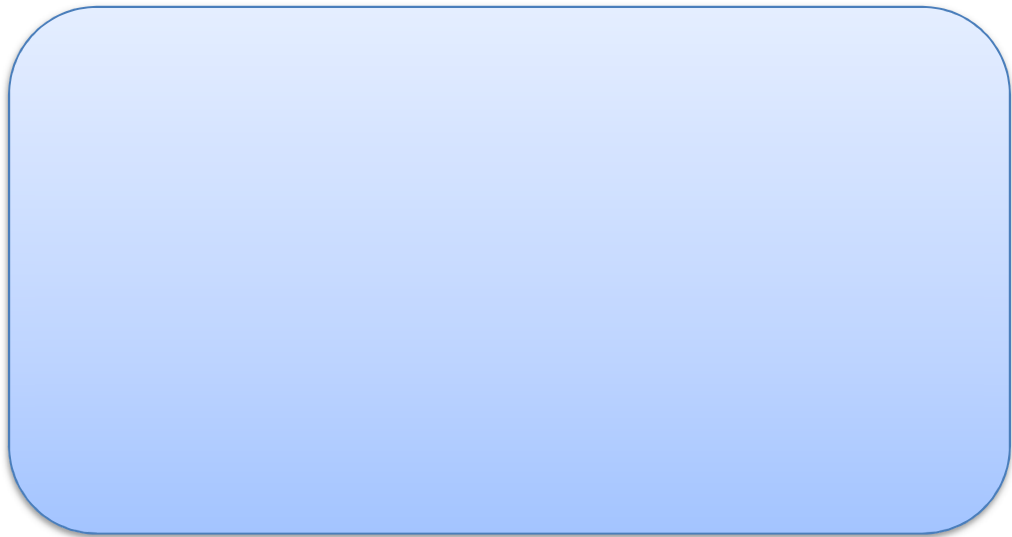


Figure III. 21 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Conclusion

Après cette étude on peut conclure que toutes les conditions de ferrailages des éléments non structuraux sont vérifiées.



IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2 Modélisation

Le logiciel utilisé pour modéliser notre est l'ETABS 2016 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

IV.3 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 17m (RPA99/version2003 article 4.1.2) la structure est régulière en plan et en élévation, se situe en zone III et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.4 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou

non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.5 Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone **IIa** $\Rightarrow A = 0,15$ selon le **tableau 4.1** (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3** (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la **formule 4.4** donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq

N°	Critère q	obs	Pq /xx	obs	Pq /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	Nom	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Nom	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Les pénalités selon le sens x-x et y-y : $Q_x = 1,2$ et $Q_y = 1,2$

W : poids total de la structure, il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i)

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

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

WQi : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

- **D** : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.816$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 28m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003. Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 28^{\frac{3}{4}} = 0.60s$$

$L_x = 17.75m$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 20.95m$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 28}{\sqrt{17.75}} = 0.598s \qquad T_y = \frac{0.09 \times 28}{\sqrt{20.95}} = 0.551s$$

$$T_x = \min(T ; T_x) = 0.598s$$

$$T_y = \min(T ; T_y) = 0.551s$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \implies D_x = 1.811$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \implies D_y = 1.912$$

À partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé : $W_{tot} = 34418.9738KN$

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens X : } V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = 1907.6798 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y : } V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = 1959.0254 \text{ KN}$$

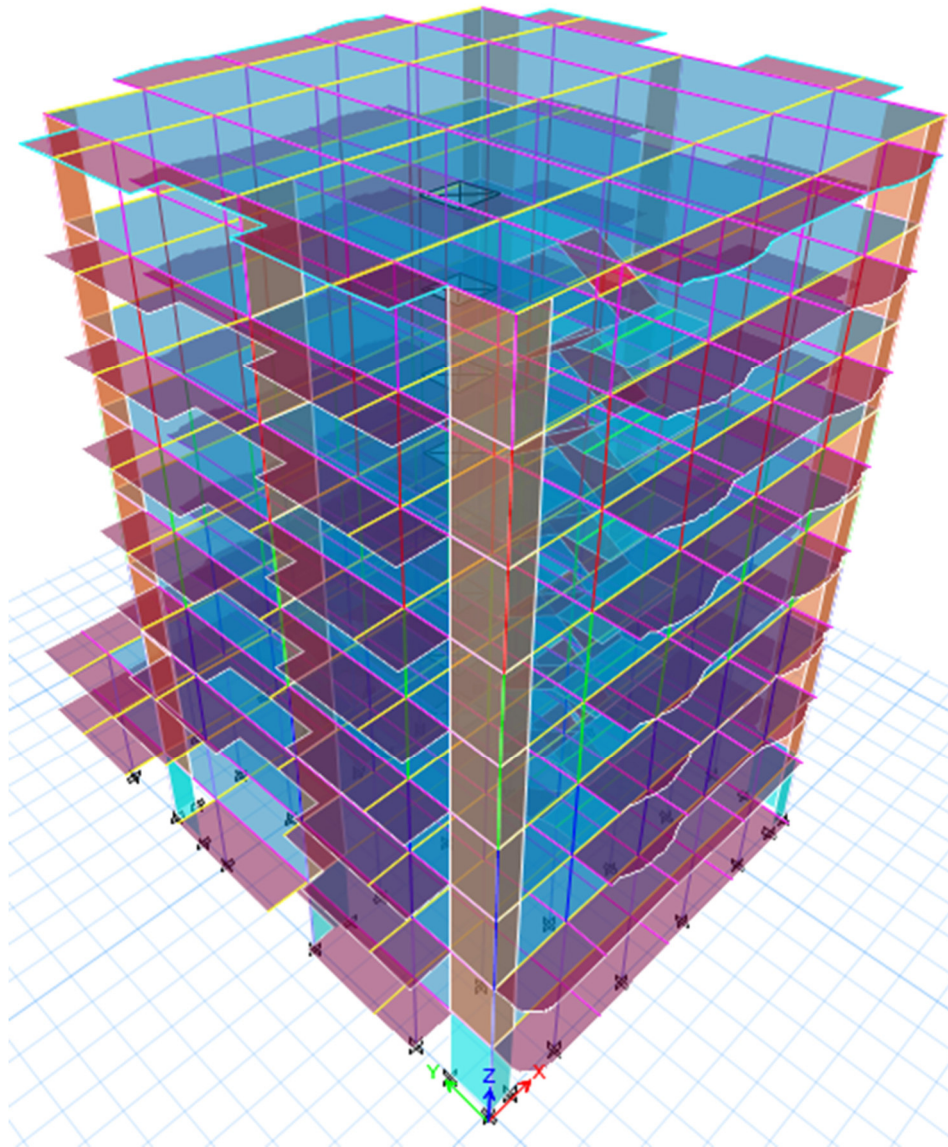


Figure IV. 1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure

IV.6 Méthode dynamique modale spectrale

IV.6 .1 Principe

Par la méthode d’analyse modale spectrale, 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 établit grâce à l’expression suivante :

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

IV.6 .2 Disposition des voiles

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d’éliminer les torsions des premiers modes principaux de vibration et aussi celui d’avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version 2003, on a opté pour la disposition suivante :

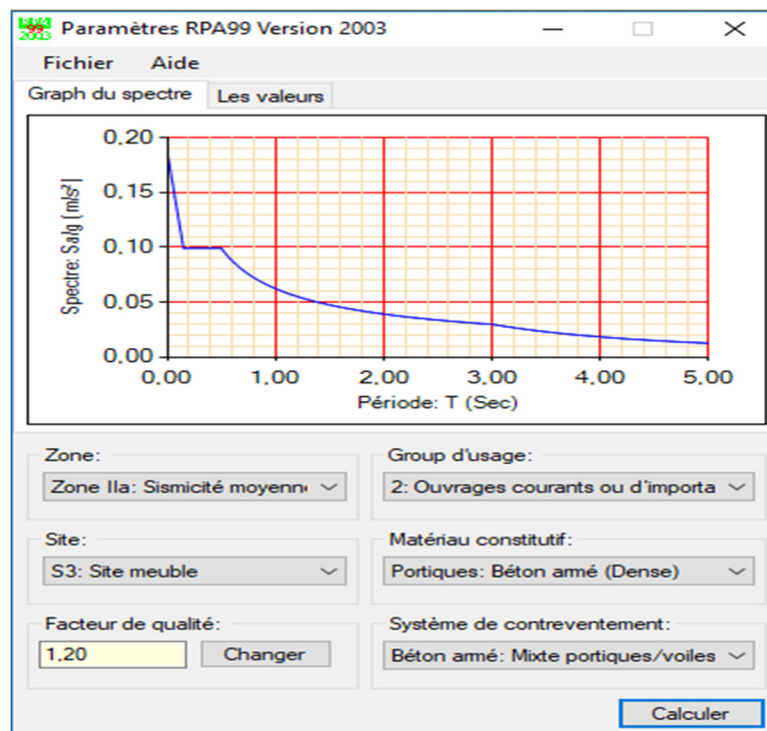


Figure IV. 2 : Spectre de réponse sens (x) et (y)

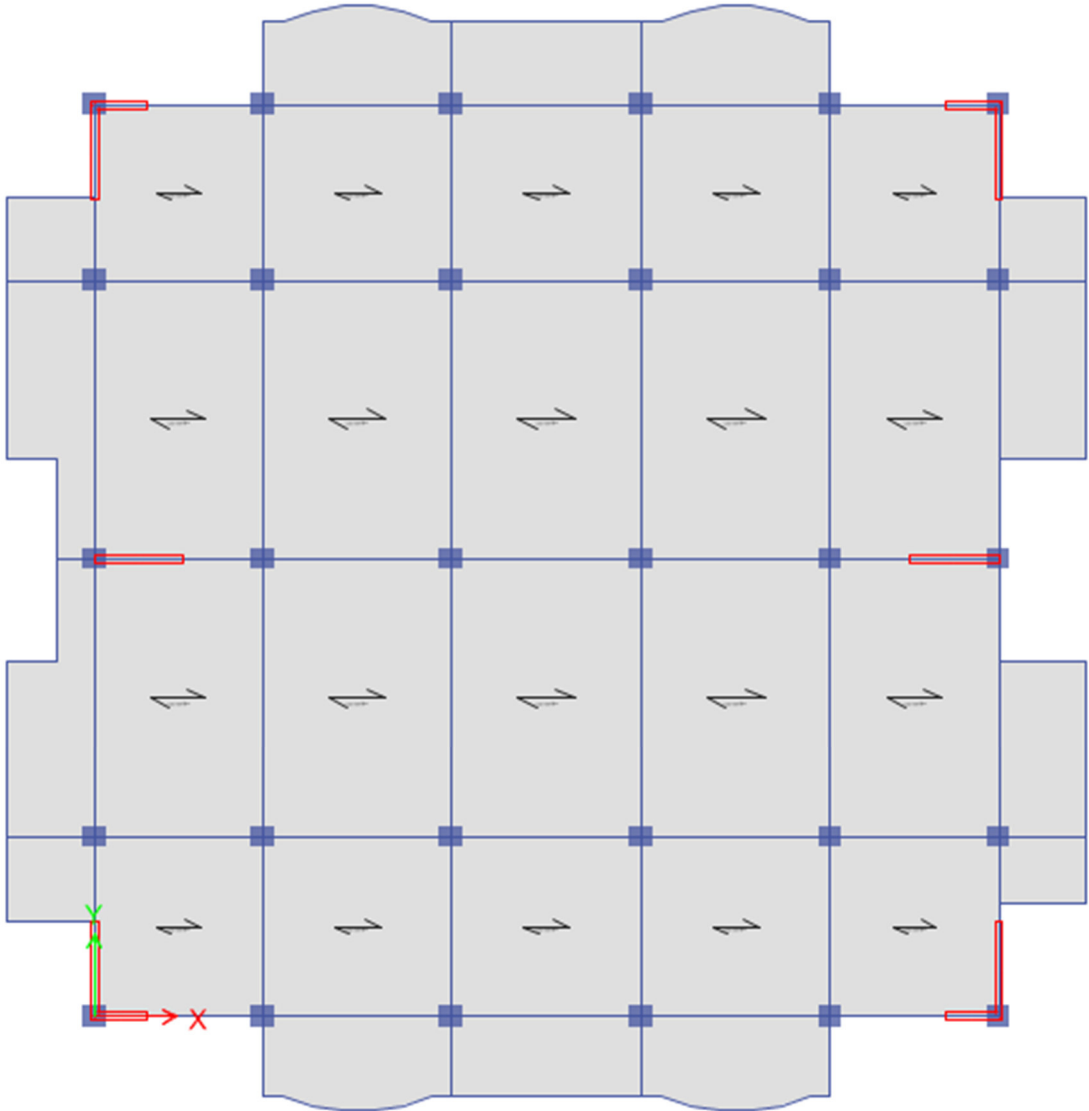


Figure IV. 3 : Schéma de disposition des voiles

IV.6 .3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16

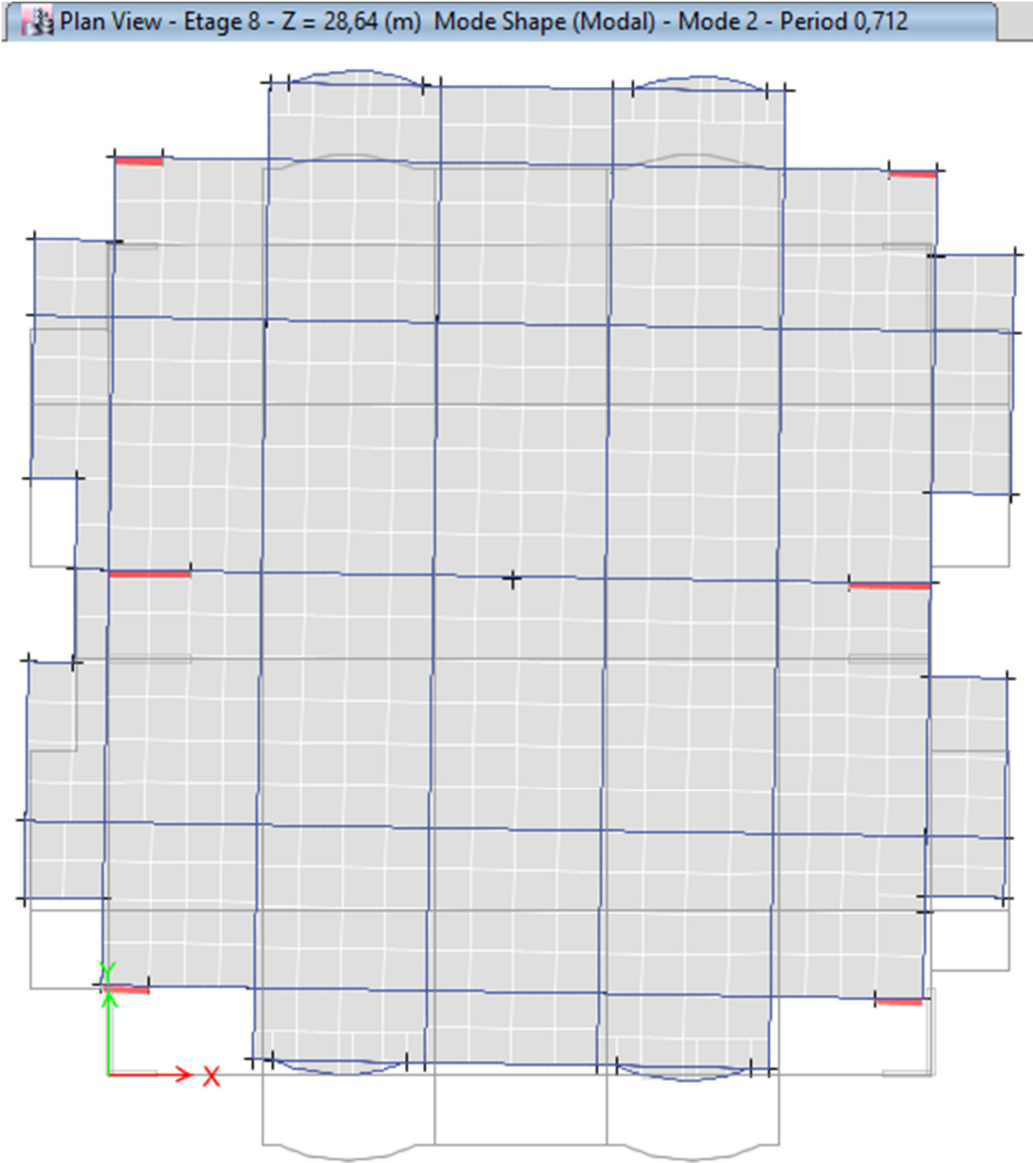


Figure IV. 4 : 1^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y)

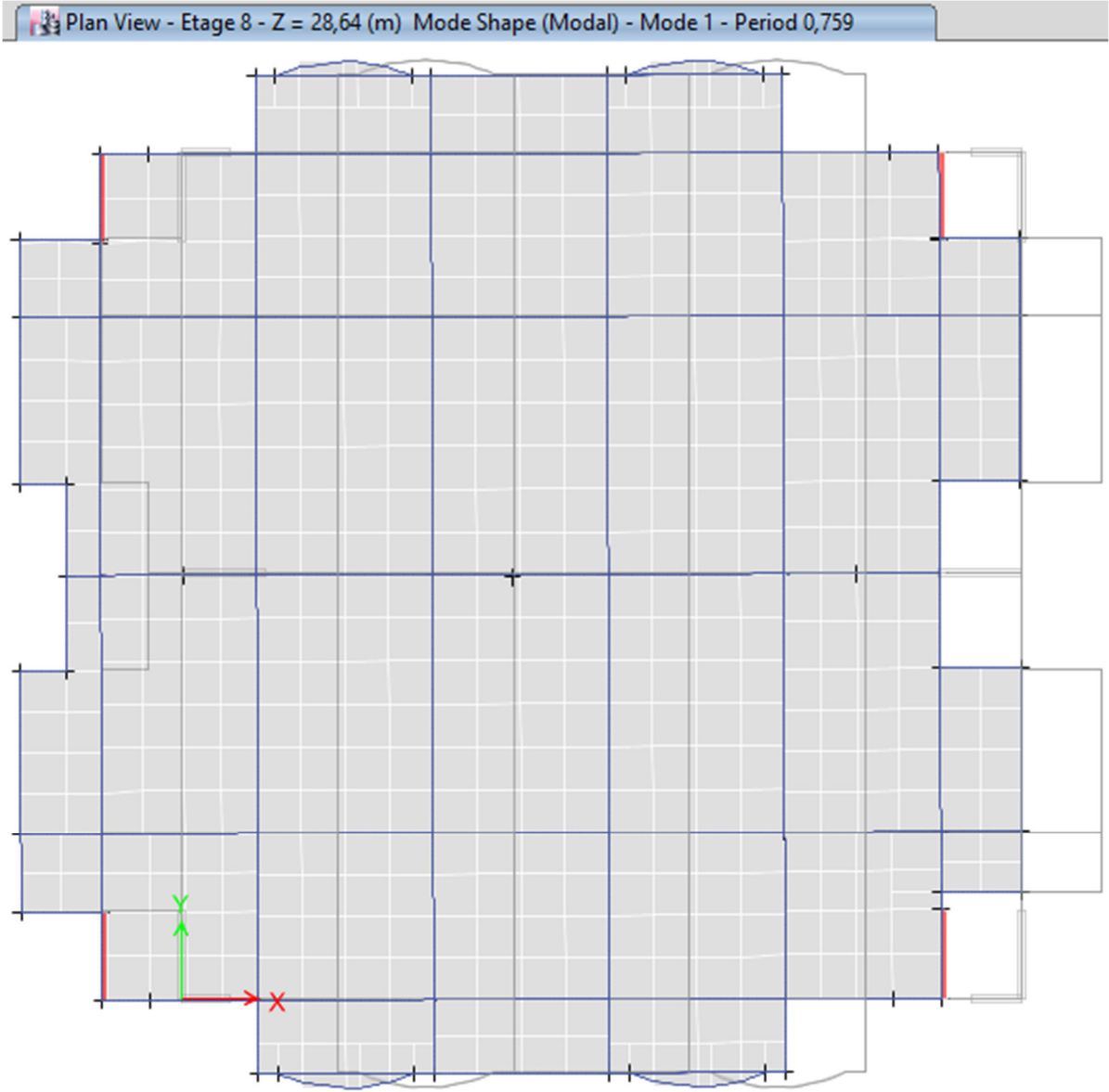


Figure IV. 5 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X)

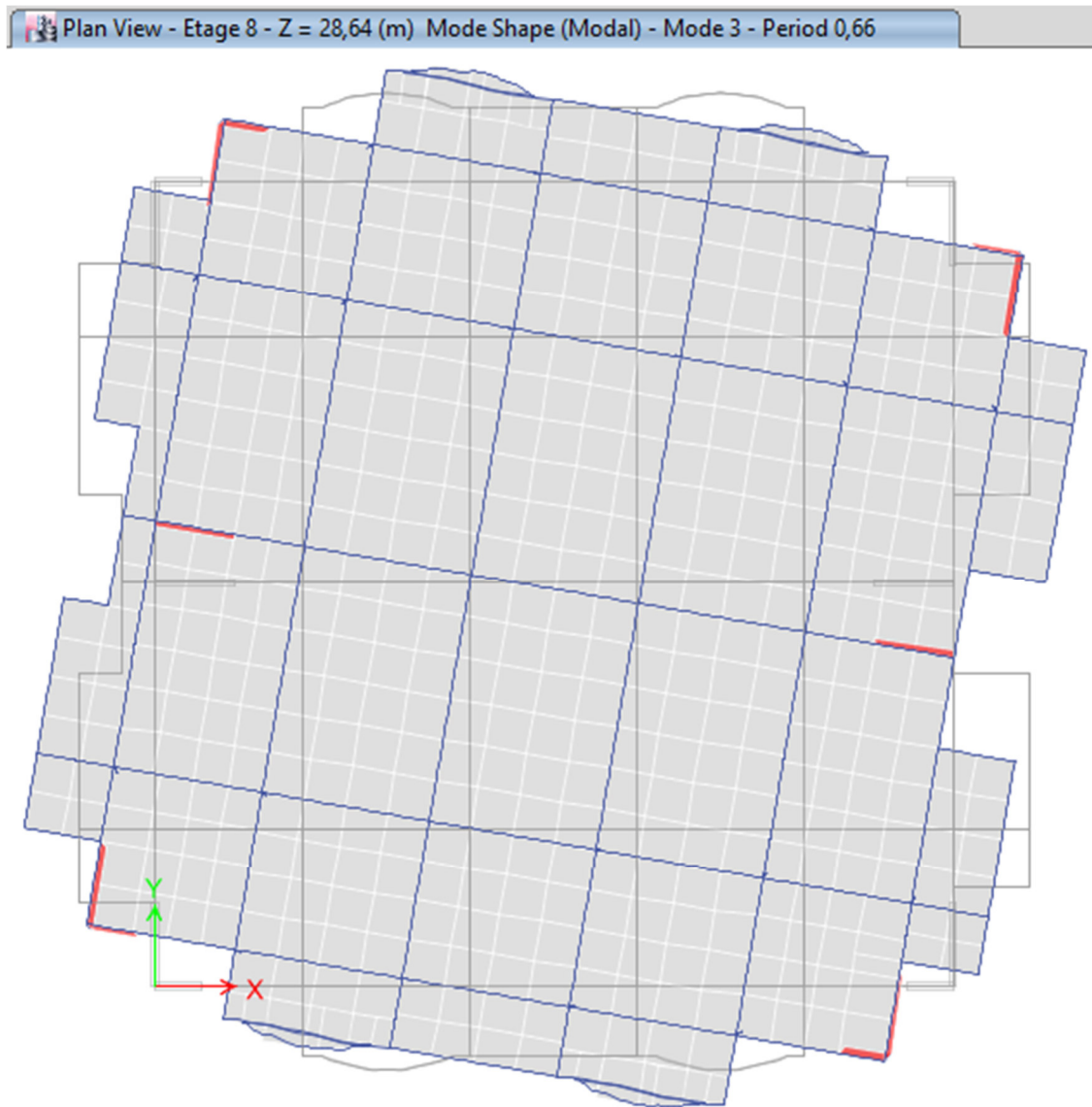


Figure IV. 6 : 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de Z-Z)

Périodes de vibration et taux de participation des masses modale

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 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée(%)	
	T(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,759	0,7219	0,0001	0,7219	0,0001
2	0,712	0,0001	0,7002	0,7221	0,7003
3	0,66	0,0001	0,0049	0,7221	0,7051
4	0,242	0,1389	4,166E-06	0,861	0,7052
5	0,22	1,761E-06	0,1573	0,861	0,8625
6	0,2	0,0006	0,0008	0,8616	0,8633
7	0,131	0,0649	5,151E-06	0,9266	0,8633
8	0,115	1,21E-05	0,067	0,9266	0,9303
9	0,104	0,0006	0,0002	0,9272	0,9305
10	0,083	0,0319	0,00001815	0,9591	0,9305
11	0,073	0,00001536	0,033	0,9591	0,9634
12	0,064	0,0002	0,00002377	0,9593	0,9635

Interprétation des résultats : Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend sept modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend huit modes.

IV.6 .4 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.6 .4.1 Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30%

$$T_{dx} = 0,759s < T_{sx} = 1,3 \times 0,598 = 0,777 s \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$T_{dy} = 0,712s < T_{sy} = 1,3 \times 0,550 = 0,715 s \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

IV.6 .4.2 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.6.4.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV. 3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	
RDC	-32798,6346	-6432,914	83,6027	16,3973	Vérifiée
Étage 1	-28752,3257	-5144,026	84,8242	15,1758	Vérifiée
Étage 2	-24033,4725	-4551,0558	84,0786	15,9214	Vérifiée
Étage 3	-20424,8524	-3990,8057	83,6547	16,3453	Vérifiée
Étage 4	-16776,6746	-3470,4785	82,8594	17,1406	Vérifiée
Étage 5	-13314,4386	-2819,3454	82,5252	17,4748	Vérifiée
Étage 6	-9826,183	-2192,8938	81,7549	18,2451	Vérifiée
Étage 7	-6495,6993	-1458,0108	81,6688	18,3312	Vérifiée
Étage 8	-3199,4285	-791,1169	80,1752	19,8248	Vérifiée

Interprétation des résultats : Ces résultats montre que l'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages

IV.6.4.2.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales(xx).

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	658,9742	1081,8747	1740,8489	37,85	62,15	Vérifiée
Étage 1	1074,4821	374,6827	1449,1648	74,14	25,86	Vérifiée
Étage 2	890,9266	655,3503	1546,2769	57,62	42,38	Vérifiée
Étage 3	932,299	478,7411	1411,0401	66,07	33,93	Vérifiée
Étage 4	823,8435	433,2627	1257,1062	65,53	34,47	Vérifiée
Étage 5	774,0409	310,5483	1084,5892	71,37	28,63	Vérifiée
Étage 6	575,4685	295,047	870,5155	66,11	33,89	Vérifiée
Étage 7	467,988	170,4508	638,4388	73,30	26,70	Vérifiée
Étage 8	413,935	102,8453	516,7803	80,10	19,90	Vérifiée

Tableau IV. 5 : vérifications de l'interaction sous charges horizontales (yy).

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	533,2857	1225,7042	1758,9899	30,32	69,68	Vérifiée
Étage 1	918,03	486,9418	1404,9718	65,34	34,66	Vérifiée
Étage 2	869,4845	743,07	1612,5545	53,92	46,08	Vérifiée
Étage 3	921,049	558,5661	1479,6151	62,25	37,75	Vérifiée
Étage 4	777,9873	545,4338	1323,4211	58,79	41,21	Vérifiée
Étage 5	750,7592	393,6918	1144,451	65,60	34,40	Vérifiée

Étage 6	617,4645	310,1511	927,6156	66,56	33,44	Vérifiée
Étage 7	526,5642	164,3371	690,9013	76,21	23,79	Vérifiée
Étage 8	427,549	131,7394	559,2884	76,45	23,55	Vérifiée

Interprétation des résultats : le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.6 .5 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2243.9794	1795.1835	1907.6798	vérifiée
Sens yy	2369.1268	1895.3014	1959.0254	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

IV.6 .6 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV. 7 : Vérification des déplacements(x-x).

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0,001066	0,00533	0	0,0053300	3,52	0,0015142	Vérifiée
Étage 1	0,002879	0,014395	0,00533	0,0090650	3,06	0,0029624	Vérifiée
Étage 2	0,004999	0,024995	0,014395	0,0106000	3,06	0,0034641	Vérifiée
Étage 3	0,007175	0,035875	0,024995	0,0108800	3,06	0,0035556	Vérifiée
Étage 4	0,00925	0,04625	0,035875	0,0103750	3,06	0,0033905	Vérifiée
Étage 5	0,011129	0,055645	0,04625	0,0093950	3,06	0,0030703	Vérifiée
Étage 6	0,012993	0,064965	0,055645	0,0093200	3,06	0,0030458	Vérifiée
Étage 7	0,014564	0,07282	0,064965	0,0078550	3,06	0,0025670	Vérifiée
Étage 8	0,015856	0,07928	0,07282	0,0064600	3,06	0,0021111	Vérifiée

Tableau IV. 8 : Vérification des déplacements(y-y).

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0,000884	0,00442	0	0,0044200	3,52	0,0012557	Vérifiée
Étage 1	0,002387	0,011935	0,00442	0,0075150	3,06	0,0024559	Vérifiée
Étage 2	0,004382	0,02191	0,011935	0,0099750	3,06	0,0032598	Vérifiée
Étage 3	0,006579	0,032895	0,02191	0,0109850	3,06	0,0035899	Vérifiée
Étage 4	0,008821	0,044105	0,032895	0,0112100	3,06	0,0036634	Vérifiée
Étage 5	0,010948	0,05474	0,044105	0,0106350	3,06	0,0034755	Vérifiée
Étage 6	0,012887	0,064435	0,05474	0,0096950	3,06	0,0031683	Vérifiée
Étage 7	0,014593	0,072965	0,064435	0,0085300	3,06	0,0027876	Vérifiée
Étage 8	0,01613	0,08065	0,072965	0,0076850	3,06	0,0025114	Vérifiée

Interprétation des résultats : les déplacements relatifs des niveaux 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**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV. 9 : Vérification à L'effet P-Δ(x-x).

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0,005330	34418,9738	1907,6798	3,52	0,027320	Vérifiée
Étage 1	0,009065	29668,8009	1852,7261	3,06	0,047439	Vérifiée
Étage 2	0,010600	25135,7302	1751,3244	3,06	0,049718	Vérifiée
Étage 3	0,010880	21494,0163	1627,1338	3,06	0,046968	Vérifiée
Étage 4	0,010375	17852,3024	1461,5397	3,06	0,041414	Vérifiée
Étage 5	0,009395	14263,7636	1262,626	3,06	0,034684	Vérifiée
Étage 6	0,009320	10675,2247	1023,9712	3,06	0,031753	Vérifiée
Étage 7	0,007855	7135,2296	745,4818	3,06	0,024569	Vérifiée
Étage 8	0,006460	3595,2344	415,7758	3,06	0,018255	Vérifiée

Tableau IV. 10 : Vérification à L'effet P-Δ(y-y).

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0,004420	34418,9738	1959,0254	3,52	0,022062	Vérifiée
Étage 1	0,007515	29668,8009	1898,8085	3,06	0,038373	Vérifiée
Étage 2	0,009975	25135,7302	1795,16	3,06	0,045644	Vérifiée
Étage 3	0,010985	21494,0163	1672,2024	3,06	0,046143	Vérifiée
Étage 4	0,011210	17852,3024	1508,4488	3,06	0,043356	Vérifiée
Étage 5	0,010635	14263,7636	1309,3808	3,06	0,037860	Vérifiée
Étage 6	0,009695	10675,2247	1067,3746	3,06	0,031687	Vérifiée
Étage 7	0,008530	7135,2296	783,8081	3,06	0,025376	Vérifiée
Étage 8	0,007685	3595,2344	442,817	3,06	0,020390	Vérifiée

IV.6 .7 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 (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$ limité par la condition suivante :

(Formule 7.2)

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		V	Observation
RDC	-1919,458	55	50	0,279	Vérifiée
Étage 1	-1776,9002	55	50	0,258	Vérifiée
Étage 2	-1492,9509	50	50	0,239	Vérifiée
Étage 3	-1225,4	50	50	0,196	Vérifiée
Étage 4	-963,1305	45	50	0,171	Vérifiée
Étage 5	-722,7511	45	50	0,128	Vérifiée
Étage 6	-516,3139	45	45	0,102	Vérifiée
Étage 7	-352,9856	45	45	0,070	Vérifiée
Étage 8	-187,0292	40	40	0,047	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3 Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Tableau IV. 12 : dimensionne finale des éléments structuraux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} 3 ^{ème} ,	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Poteaux	50×55	50×50	45×50	45×45	40×40
Voiles	15 cm				
p-principale	30× 40cm ²				
p-secondaire	30× 30cm ²				

Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en Satisfaisant les exigences de RPA99/2003, finalement nous avons abouti une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment et cela après augmentation des sections des poteaux.

Chapitre V

Étude des éléments structuraux

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Étude 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. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

- Situations durables :
$$\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$
- Situations accidentelles :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement).} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_{min} = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur 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 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

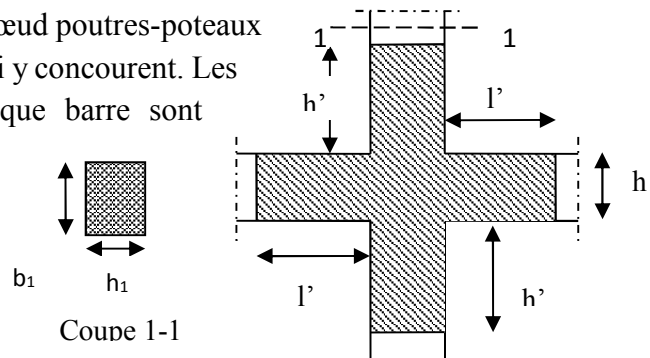


Figure V. 1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC , 1 ^{ère} étage	50 × 55	22	110	165
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	50 × 50	20	100	150
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	45 × 50	18	90	135
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45 × 45	16.2	81	121.5
8 ^{ème} étages	40 × 40	12.8	64	96

2. Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

▪ La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **ETABSV.16** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau							V (KN)
	$N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		
RDC	2202.2281	4.051	115.85	857.5065	-286.6866	13.09338	122.88
1 ^{ere} étage	1928.5418	1.1455	111.0699	625.7603	-112.9696	35.3575	180.29
2 ^{eme} étages	1660.3261	-14.7318	-112.9695	1352.738	-30.6108	45.2594	135.79
3 ^{eme} étages	1407.9618	9.6243	125.3804	205.0055	34.2747	49.6685	140.4

4 ^{eme} étages	1159.5126	8.9416	-105.4659	501.5208	85.0222	6.4384	127.85
5 ^{eme} étages	917.0043	10.0322	-101.4822	392.0592	85.8835	6.3473	120.45
6 ^{eme} étage	677.7163	-9.5627	-86.4227	498.2035	49.0421	5.6413	106.21
7 ^{eme} étages	442.8493	10.4802	-81.2889	302.1894	12.3742	1.9673	99.72
8 ^{eme} étage	229.064	12.0316	60.2815	58.1936	-7.7617	1.6077	43.07

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcule les autres seront donne dans un tableau récapitulatif

➤ **Exemple de calcul :**

Soit le poteau de RDC (50×55) cm² :

$$N_{max} = -2202.2281 \text{ KN.m (traction)} \quad ; M_{cor} = 4.051 \text{ KN.m} \quad \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$b = 50\text{cm} \quad ; h=55\text{cm} \quad ; \text{D'où} : d = 52\text{cm} \quad ; c = 3\text{cm}$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,18\text{cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} \quad (I)$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 543.59 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2202.2281 \times 10^{-3} \times (0.52 - 0.03) - 543.59 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.55 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.535 \leq 0.628 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{543.59 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,52^2 \times 14,2} = 0,283$$

$$\mu_{bu} = 0,283 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,428$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,52 \times (1 - 0,4 \times 0,428) = 0,430$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{543.59 \times 10^{-3}}{0,430 \times 348} = 36.24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -27.05 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrillages des poteaux des différents niveaux :

Tableau V. 3 : Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	50 × 55	-27.05 -4.76 14.43	22	24.13	12HA16
1 ^{ere} étage	50 × 55	-25.08 -2.19 3.67	22	24.13	12HA16
2 ^{eme} étage	50 × 50	-25.29 -26.83 3.26	20	22.24	4HA14+8HA16
3 ^{eme} étage	50 × 50	-26.78 5.17 2.58	20	22.24	4HA14+8HA16
4 ^{eme} étage	45 × 50	-25.47 -14.12 -39.48	18	20.36	4HA16+8HA14

5 ^{eme} étage	45×50	-28.51 -12.19 -39.48	18	20.36	4HA16+8HA14
6 ^{eme} étage	45×45	-29.22 -13.58 -0.3620	16.2	18.47	12HA14
7 ^{eme} étage	45×45	-30.65 -10.20 -0.0553	16.2	18.47	12HA14
8 ^{eme} étage	40×40	-25.63 4.05 0.2455	12.8	12.95	4HA14+6HA12

V.2.3.1 Armatures transversales :

Tableau V. 4 : Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC	Étages 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6et 7	Étage 8
$B(cm^2)$	50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×40
$\phi_t^{min}(cm)$	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2
$l_f(cm)$	246.4	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g(cm)$	4.48	3.89	4.28	4.28	4.76	5.35
$V_U(KN)$	122.88	180.29	140.4	127.85	106.21	43.07
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t (zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_t (cm^2)$	3.14	4.60	3.81	3.94	3.31	1.009
$A_t^{min} (cm^2)$	5.02	3.91	4.65	4.18	5	1.8
$A_{Adopt} (cm^2)$	6.28	4.71	4.71	4.71	6.28	4.02
Nombre de barres	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	8HA10	8HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérification :

a) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à l'état limite ultime de stabilité de forme.

La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

$$\alpha : \text{Coefficient fonction de l'élanement } \lambda_g \rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$; Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 \times l_0$)

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec : a : largeur de la section nette ; b : hauteur de la section nette

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N _u (MN)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r ≥ B _r ^{cal} (m ²)		Obs
							B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
RDC	50×55	7.18	3.52	2.464	17.05	0.811	0.254	0.404	
1 ^{ère} étage	50×55	7.27	3.06	2.142	14.82	0.820	0.254	0.403	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	50×50	6.69	3.06	2.142	14.82	0,820	0.230	0.370	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	45×50	6.17	3.06	2.142	16.46	0.814	0.206	0.344	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45×45	5.50	3.06	2.142	16.46	0,814	0.184	0.307	vérifiée
8 ^{ème} étage	40×40	3.84	3.06	2.142	18.52	0.805	0.144	0.216	vérifiée

N.B : On remarque que $B_r > B_r^{cal}$ dans tous les poteaux donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

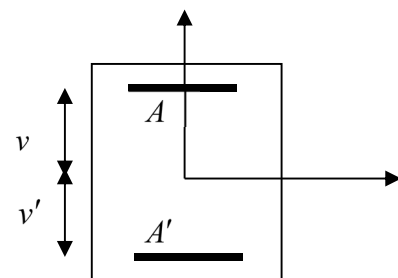
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	RDC et E1	E2, E3	E4, E5	E6, E7	E8
Section (cm ²)	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 40
d (cm)	52	47	47	42	37
As (cm ²)	24.13	22.24	20.36	18.47	12.95
v (cm)	53.48	48.49	48.33	43.35	38.17
v' (cm)	1.51	1.50	1.66	1.64	1.82
I _{yy} (m ⁴)	0.025	0.019	0.016	0.012	0.0074
N _{ser} (KN)	1600.257	1206.9277	843.1734	493.2967	167.663
M _{ser} (KN.m)	2.976	10.6702	6.5527	7.0125	8.6651
σ _{bc1} (Mpa)	5.56	4.26	3.31	2.008	1.39
σ _{bc2} (Mpa)	5.49	4.54	3.50	2.26	0.93
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
RDC	50×55	2.464	4.48	0,04	0.52	122.88	0.472	1
1 ^{er} étage	50×55	2.142	3.89	0.04	0.52	180.29	0.693	1
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	50×50	2.142	4.28	0,04	0.47	140.4	0.597	1
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	45×50	2.142	4.28	0,04	0,47	127.85	0.604	1
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	45×45	2.142	4.76	0,04	0,42	106.21	0.561	1
8 ^{eme} étages	40×40	2.142	5.35	0.075	0,37	43.07	0.291	1

V.2.5 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \phi_t \quad ; \quad \phi_t = 1,2cm \rightarrow L = 12cm$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 65cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 50cm.$$

- **Détermination de la zone nodale :**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- RDC :

$$L' = 2 \times 55 = 110cm$$

$$h' = \max(59; 55; 50; 60cm) = 60cm$$

- Étage 1:

$$L' = 2 \times 55 = 110cm$$

$$h' = 60cm$$

- Autres Étages :

$$L' = 2 \times 50 = 100cm$$

$$h' = 60cm$$

V.3 Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS.V16**

Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Les armatures longitudinales :

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.
avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales :

- 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 :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ de : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales :

1) Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes ($M_a = -126.634 \text{ KN.m}$; $M_t = 88.138 \text{ KN.m}$)...ELU

▪ Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{126.634 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.37)^2 \times 14.2} = 0.206 > 0.186 \rightarrow \text{Pivot (B)}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.206$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.292 \text{ m} \quad ; z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.335 \text{ m}$$

$$A_{appui} = \frac{M_{travée}}{z \times f_{st}} = 10.84 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{88.138 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.37)^2 \times 14.2} = 0.143 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot (A)}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.143$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.194 \quad ; z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.350 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} = 7.23 \text{ cm}^2$$

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 8 : Armatures longitudinales maximales dans les poutres

Étage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC+1	Principale	30×40	Appui	9.29	1.37	5HA16=10.05
			Travée	6.67		5HA14=7.70
	Secondaire	30×30	Appui	6.50	1.01	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	5.16		6HA12=6.79
Étages courants	Principale	30×40	Appui	10.83	1.37	6HA16=12.06
			Travée	7.23		6HA14=9.24
	Secondaire	30×30	Appui	7.27	1.01	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	5.17		6HA12=6.79

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Soit le ϕ_t diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

▪ **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3) = 1.14 \text{ cm}$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 0.85; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.1cm^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99addenda 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{ cm}\right)$,
- Poutres principales : $S_t=10\text{ cm}$
- Poutres secondaires : $S_t=8\text{ cm}$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$ on adopte un espacement de : $S_t=20cm$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$ on adopte un espacement de : $S_t=15cm$

❖ **Vérifications des armatures transversales :**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8cm^2 < 2.10cm^2$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité :**

$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.37cm^2 < A_{cal} \rightarrow \begin{cases} PP \\ PS \end{cases}$

→ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles :**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.133 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa$

Tableau V. 9 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	148.77	1.305	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	80.47	0.95	3.33	Vérifiée

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33MPa$

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Appuis de rive : $A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

Appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ BAEL91 (Art IV.2)

Tableau V. 10 : Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_l (cm^2)$	$V (MN)$	$M_a (MN.m)$	$\frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ (cm^2)	Observation
P.P	12.06	0.14877	-0.12663	4.27	4.27	Vérifiée
P.S	8.08	0.08047	-0.06335	2.31	2.31	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 : Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-34.32	274871	24.82	3.10	15	Vérifiée
	Travées	22.22	227063	22.24	2.17	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-13.68	124825	19.70	2.16	15	Vérifiée
	Travées	7.40	105429	17.85	1.25	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :** D’après le **CBA93** et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

A. Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22.22}{10 \times 29.62} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12.06 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.37} = 0.010 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010$$

B. Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.0909 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.0909 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.40}{10 \times 9.86} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.0098 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

→ Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003 (Art.7.6.2)* exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

- M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.
- M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.
- M_w : Moment résistant gauche de la poutre.
- M_e : Moment résistant droite de la poutre.

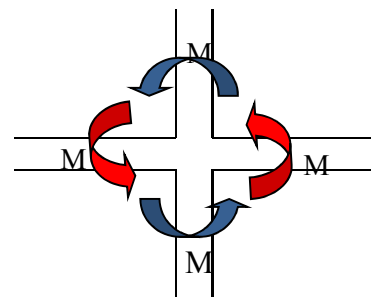


Figure V. 2 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.

- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec } : Z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 12 : Moments résistants dans les poteaux

Niveau	h (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, 1 ^{ère} étage	55	0.495	24.13	415.66
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	50	0.45	22.24	348.27
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	50	0.45	20.36	318.83
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45	0.405	18.47	260.31
8 ^{ème} étages	40	0.36	12.95	162.23

Tableau V. 13 : Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	h (m)	Z(m)	Partie supérieur		Partie inférieur	
			A _s (cm ²)	M _E (KN.m)	A _s (cm ²)	M _w (KN.m)
RDC+1	0.40	0.36	10.5	131.54	7.70	96.46
Etages courants	0.40	0.36	12.06	151.08	9.24	115.75

Tableau V. 14 : Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	h (m)	Z(m)	Partie supérieur		Partie inférieur	
			A _s (cm ²)	M _E (KN.m)	A _s (cm ²)	M _w (KN.m)
RDC+1	0.3	0.27	8.01	75.26	6.79	63.79
Etages courants	0.3	0.27	8.01	75.26	6.79	63.79

❖ Vérification :

Tableau V. 15 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n + M_s$	Poutre	M_E (KN.m)	M_W (KN.m)	1.25 ($M_w + M_e$)	Obser
RDC+1	415.66	348.27	763.93	PP	131.54	96.46	285	Vérifié
	415.66	348.27	763.93	PS	72.34	57.87	162.67	Vérifié
Etages courants	348.27	318.83	667.1	PP	151.08	115.75	333.53	Vérifié
	348.27	318.83	667.1	PS	72.34	57.87	162.76	Vérifié

❖ Schémas de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'annexe 02

V.4 Étude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. 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 encadrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. 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:

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} : 0.2 \times L_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).

- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

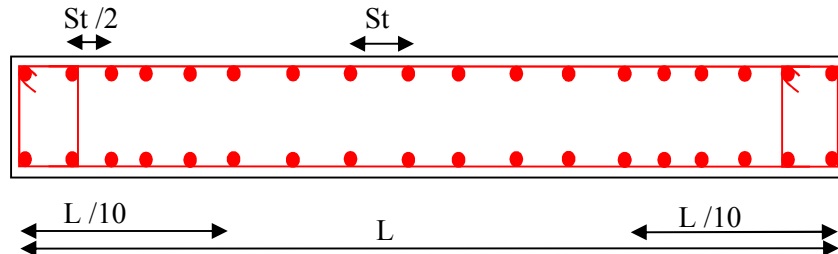


Figure V. 3 : Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : \varnothing_{10}

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

5. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

➤ L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Longueurs de recouvrement :

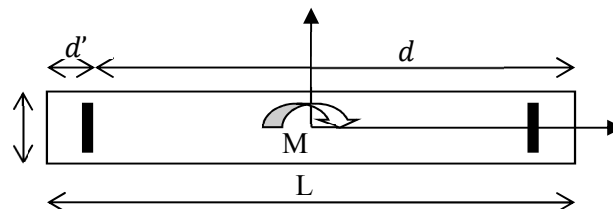
- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2 Sollicitation de calcul et le ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)



Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$).

$A_v^{min} /_{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet $A_v^{min} = 0.15\% \times e \times L$

$A_v^{min} /_{ten}$: Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue $A_v^{min} /_{ten} = 0.2\% \times e \times L_t$

$A_v^{min} /_{comp}$ Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$A_v^{min} /_{comp} = 0.1\% \times e \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A_v^{adopté}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

▪ Sens x-x :

Tableau V. 16 : Sollicitations maximales dans le voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$		$M_{max} \rightarrow N_{corres}$		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$		$V(KN)$
	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{corres} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corres} (KN.m)	
RDC 1 ^{ere} , 2 ^{ème} étage	1460.812	67.5748	848.2848	977.4997	368.244	300.9014	312.79
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	922.2697	-50.1826	-263.3259	848.0707	192.3942	80.0211	167.1162
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	517.6542	-62.6925	-133.0961	492.5651	53.9119	63.4864	103.55

- Sens y-y :

Tableau V. 17 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$		$M_{max} \rightarrow N_{corres}$		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$		$V(KN)$
	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{corres} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corres} (KN.m)	
RDC 1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	1159.6323	146.136	943.8521	377.9012	43.9985	201.0448	346.07
3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	609.5061	-64.2009	315.9147	552.1338	74.9305	102.5032	191.15
6 ^{ème} , 7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	374.3892	174.9877	-178.5362	130.3681	-2.7428	25.0033	131.56

➤ Exemple de calcul :

En prend comme exemple le voile de RDC : $V_{x3} = 1.70m$

$M_{max} = 848.2848$; $N_{cor} = 977.4997$

$L = 1.7m$; $e = 0.15m$; $d = 1.65m$.

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu} = 14,2Mpa$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.87m \Rightarrow \frac{L}{2} = 0.85m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'extérieur de la section, on doit vérifier

la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{uA} \leq (0.337 \times h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 163028 \text{ KNm}$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1630.28 \times 10^{-3}}{0.15 \times (1.65)^2 \times 18.48} = 0.216 > 0.186$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.216$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.307 \quad ; z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 1.446 \text{ m}$$

$$A_{travée} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 28.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.734 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = 15.57 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = -7.90 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la longueur tendus et comprimés :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.57 \text{ m} \quad ; L_c = L - 2L_t = 0.55 \text{ m}$$

➤ **Armature minimal tendues :**

$$A_v^{\min} /_{ten} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times L = 3.825 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

➤

$$A_v^{\min} /_{comp} = 0.1\% \times e \times L_c = 0.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq (1.5e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures horizontales :** La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 312.79 \text{ KN} \quad \text{Avec} \quad \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t}{0.8 f_e} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A = 2.26 \text{ cm}^2$ /par face → 2HA12

Tableau V. 18 : Ferrailage du voile $V_{X3} = 1.70 \text{ m}$

Niveau	RDC , 1 ^{ere} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} 5 ^{ème} étage
B (cm ²)	0.255	0.255	0.255

$M (KN.m)$	848.2848	80.0211	63.4864
$N (KN)$	977.4997	192.3942	53.9119
<i>Combinaison</i>	G + Q + Ex	0.8G + Ex	0.8G + Ex
$V(KN)$	312.79	167.1162	103.55
$\tau_U \text{ Mpa}$	1.90	1.019	0.63
$\bar{\tau} \text{ Mpa}$	5	5	5
$\sigma_{\max} (MPa)$	15.57	1.86	1.09
$\sigma_{\min} (MPa)$	-7.90	-0.35	-0.66
<i>Section</i>	0.15×1.7	0,15 × 1,7	0,15 × 1,7
$L_t (m)$	0.57	0.27	0.64
$L_c (m)$	0.55	1.15	0.40
$A_v^{cal} (cm^2)$	3.734	0	0.279
$A_v^{\min} (cm^2)$	3.825	3.825	3.825
$A_v^{adopté} (cm^2)$	4.71	4,71	4,71
N^{bar} / face	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t (cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.78	0,955	0,592
$A_h^{\min} (cm^2)$	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adoptée} /_{ml} (cm^2)$	2.26	1,57	1,57
N^{bar} / face	2HA12	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	20	20	20

Tableau V. 19 : Ferrailage du voile $V_{y3} = 1.80m$

Niveau	RDC , 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} 8 ^{ème} étage
B (cm ²)	0.27	0.27	0.27
M (KN.m)	943.8521	102.5032	25.0033
N (KN)	377.9012	74.9305	-2.7428
Combinaison	G+Q+Ey	ELU	0,8G +EY
V(KN)	346.07	191.15	131.56
τ_U Mpa	1.99	1.10	0.70
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5
σ_{max} (MPa)	13.05	1.54	19.54
σ_{min} (MPa)	-10.25	-0.98	-17.78
Section	0,15 × 1.8	0,15 × 1.8	0.15×1.8
L_t (m)	0.79	0.70	0.85
L_c (m)	0.21	0.39	0.1
A_v^{cal} (cm ²)	10.21	0.52	0.57
A_v^{min} (cm ²)	4.05	4.05	4.05
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	11.31	6.28	6,28
$N^{bar}/face$	10HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.86	1.03	0.65
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adoptée} /_{ml}$ (cm ²)	2.26	1,57	1,57
$N^{bar}/face$	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

V.4.3 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (Vx3) comme exemple

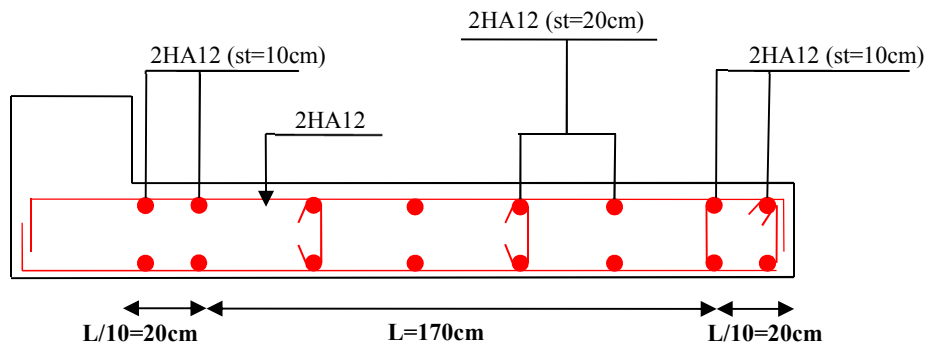


Figure V. 4 : Ferrailage de voile Vx3 de RDC

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments structuraux. Les poteaux ont été calculés et ferrillés, le ferrillage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS .V16**.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS .V16**

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA 99/2003** et le **BAEL**.

Chapitre VI
Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif de transmettre les différentes charges venues de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol => fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux => fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer

:

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2 Étude des fondations

VI.2.1 Les différents types de fondations

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont

:

$D/B \leq 6$: fondation superficielle (isolée ; filante ou radier général)

$6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)

$D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux ...)

VI.2.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les Charges transmises au sol.

La distance entre axes des poteaux.

La nature du sol.

La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adoptera des fondations superficielles ($D=3,86 \text{ m} \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3 Vérification des fondations superficielles

➤ Semelles isolées

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$G + Q \pm E$

$0.8 \times G \pm E$

ELS

ELU

La vérification à faire est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

N=1600.257 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (ETABSV16))

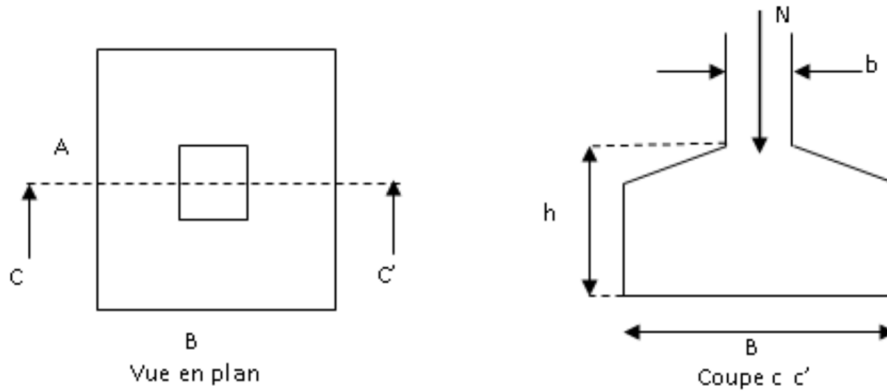


Figure VI. 1 : Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.5} \times \frac{1600.257}{200}} = 2.96m$

B = 3 m

a,b : dimensions du poteau à la base, poteaux rectangulaire.

Sans X : Lmin(entre axe de poteaux) = 3.20 m

Sans Y : Lmin(entre axe de poteaux) = 3.10 m

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

➤ **Vérification des semelles filantes**

Choissant une semelle filante plus sollicitée, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5.

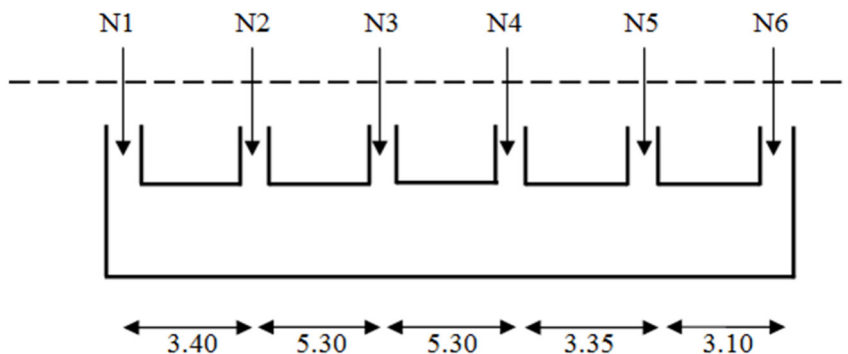


Figure VI. 2 : Semelle filante.

Pour la semelle filante 1 (la plus sollicitée)

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 1281.9256 + 1526.7186 + 1600.257 + 1477.9942 + 1220.1151 + 299.6984 = 7406.7089 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7406.7089}{200 \times 21.25} = 1.74 \text{ m}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes

VI.2.4 Étude des semelles filantes sous poteaux :**1). Dimensionnement (coffrage) :**

Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{7406.7089}{200} = 37.03 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L_{Total} = 21.25 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{37.03}{21.25} = 1.74 \text{ m}$$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) : La hauteur totale de la semelle

(ht) est déterminée par l'équation suivante : **ht = d + c ;**

Avec :

c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} = 0.2975 \\ \frac{B-b}{4} = 0.31 \end{array} \right.$$

$$(a \times b) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$d = 0.31 \text{ m} \Rightarrow ht = 0,05 + 0.31 = 0.36 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } \mathbf{ht = 40cm}$$

Vérification à faire :

✓ Poids propre de la semelle ;

$$G^S = \gamma_b \times B \times l \times h = 25 \times 1.74 \times 21.25 \times 0.40 = 369.75 \text{ KN}$$

$$N_t = N^{F1} + G^S = 7406.7089 + 369.75 = 7776.4589 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{7776.4589 \times 10^{-2}}{1.74 \times 21.25} = 2.10 \text{ bars} > \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

La dimension de B n'est pas suffisante donc on prend B = 1.85 m

✓ **La hauteur de la semelle :**

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 5cm = 38.75cm$$

On opte pour **h = 40 cm**

✓ **Poids propre de la semelle :**

$$G^S = \gamma_b \times B \times l \times h = 25 \times 1.85 \times 21.25 \times 0.40$$

$$G^S = 393.125 \text{ KN}$$

$$N_t = N^{F1} + G^S = 7406.7089 + 393.125 = 7799.8339 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{7799.8339 \times 10^{-2}}{1.85 \times 21.25} = 1.98 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \quad \text{c'est vérifiée}$$

Les vérifications :

Vérification au poinçonnement

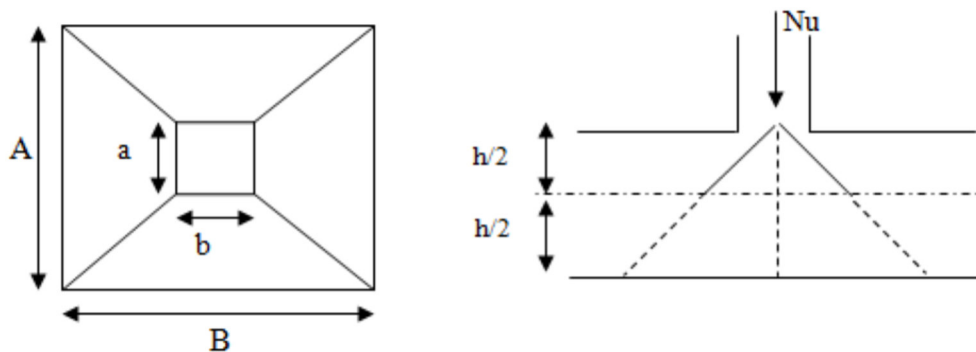


Figure VI. 3 : Zone de contact poteau- semelle

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A. 5.2,41),

Avec : Nd: L'effort normal de calcul.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

a = 0.55 m. ; b = 0.50 m.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.6 = 1.15m \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.6 = 1.10m \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.5 m$$

$$N_d = 1.600 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.5 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.64 \text{ MN Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement (ELS)**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{42.87}{7406.7089} = 0.0057 \text{ m} < \frac{1.85}{4} = 0.4625 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{7.9214}{7406.7089} = 0.0010 \text{ m} < \frac{1.85}{4} = 0.4625 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous la semelle filante n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme triangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{sf}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « SOCOTEC », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 1479.3375 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 0.925 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 11.2122 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 10.625 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 7406.7089 \text{ KN} ; M_x = 42.87 \text{ KN.m} ; I_{xG} = 1479.3375 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{7406.7089}{39.31} + \frac{42.87}{1479.3375} \times 10.625 = 0.189 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{7406.7089}{39.31} - \frac{42.87}{1479.3375} \times 10.625 = 0.188 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.189 + 0.188}{4} = 0,189 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPA}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens-Y-Y**

Données :

$$N = 7406.7089 \text{ KN} ; M_y = 7.9214 \text{ KN.m}; I_{yG} = 11.2122 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{7406.7089}{39.31} + \frac{7.9214}{11.2122} \times 0.925 = 0,189 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{7406.7089}{39.31} - \frac{7.9214}{11.2122} \times 0.925 = 0,188 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,189 + 0,188}{4} = 0,189 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPA}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{sf} \times \gamma_w$

Avec :

H = 1.50 m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s = 1,15 (coefficient de sécurité).S_{sf} = 39.31 m² (surface du la semelle).γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 7406.7089 \text{ KN} \geq 1,15 \times 1,5 \times 39,31 \times 10 = 678,09 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau

❖ **Le Ferrailage :****a) Aciers principaux (A//L) :**

$$A_{//L} = \frac{N_u (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec :

N_u : Effort ultime sollicitant la semelle ;

$$\overline{\sigma_{st}}: \text{Contrainte d'acier ; } \overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

D'après (ETABS V.16), on a : N_u = 10182.3178 KN**b) Aciers de répartition (A⊥B) :**

$$(A \perp B) = \frac{A_{//L}}{3}$$

- Application numérique :

$$B = 1.85 \text{ m} ; N_u = 10182.3178 \text{ KN} ; b = 0.5 \text{ m} ; d = 0.55 \text{ m}$$

$$A_{/L} = \frac{10182.3178 \times 10^{-3} (1.85 - 0.5)}{8 \times 0.55 \times 348} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 6HA14/ml = 9,24 cm² avec un espacement de 15 cm.

$$(A_{\perp} B) = \frac{8.97}{3} = 2.99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 5HA12/ml = 5.65 cm² avec un espacement de 20 cm.

Schéma de ferrailage

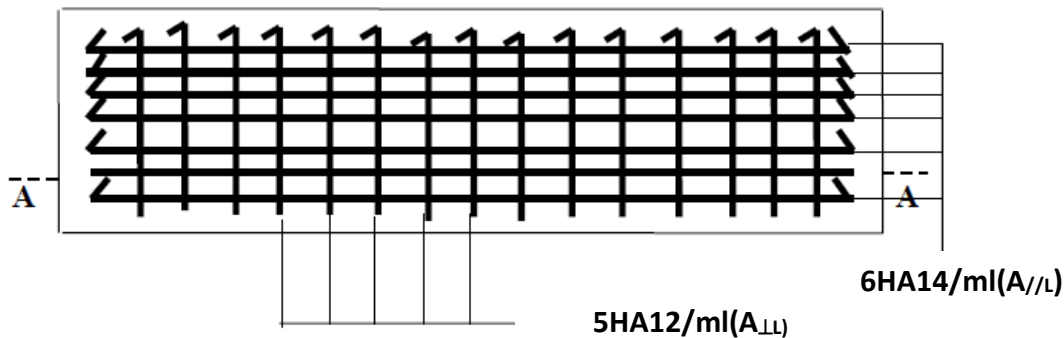


Figure VI. 4 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.

VI.2.5 Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5.30 \text{ m} \Rightarrow \frac{530}{9} \leq h \leq \frac{530}{6} \Rightarrow 58.88 \leq h \leq 88.33(\text{cm})$$

Soit : h = 80cm, b=70 cm

3- Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} ; N_u = 10182.3178 \text{ KN} , L = 21.25 \text{ m} \Rightarrow Q_u = 479.16 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L} ; N_s = 7406.7089 \text{ KN} , L = 21.25 \text{ m} \Rightarrow Q_s = 348.55 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations :

Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b'h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 1 : ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	Mu (Kn.m)	A calculée cm2	A min	A adoptée cm2	Choix de barre
Travée	788.924	32.75	6.34	34.93	6HA20+8HA16
Appuis	1013.429	43.21	6.34	49.76	12HA20+6HA16

Condition non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.70 \times 0.75 \times 2.1}{400} = 6.34\text{cm}^2$$

Vérification a L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{1314.242}{0.7 \times 0.75} = 2.5 \text{ MPA}$$

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)
Travée	573.879	0.268	0.0166	9.24	15	Vérifiée	248.73	201.63	Non vérifiée
Appui	737.187	0.307	0.0213	10.58	15	Vérifiée	228.77	201.63	Non vérifiée

► la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée donc on doit refaire les calculs à l'ELS avec :

Travée : $A_{calculée} = 23.26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25.76 \text{ cm}^2$

Appuis : $A_{calculée} = 30.42 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 5\text{HA}20 + 10\text{HA}16 = 35.82 \text{ cm}^2$

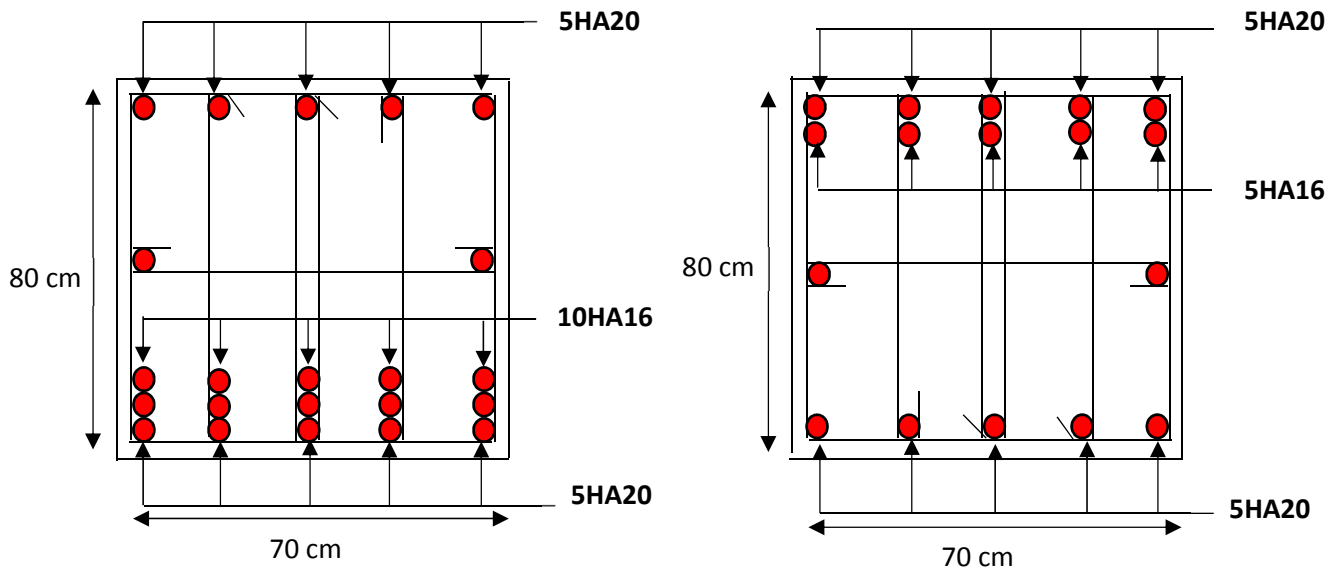


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de la poutre de Rigidité

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine du bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels etabs 2016 V16, autocad etc.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La semelle filante est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Liste Bibliographique

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99**(Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition 2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- **Calcul des ouvrages en béton armé**, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007).

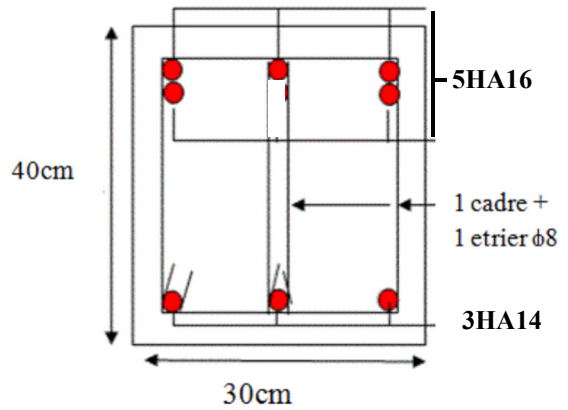
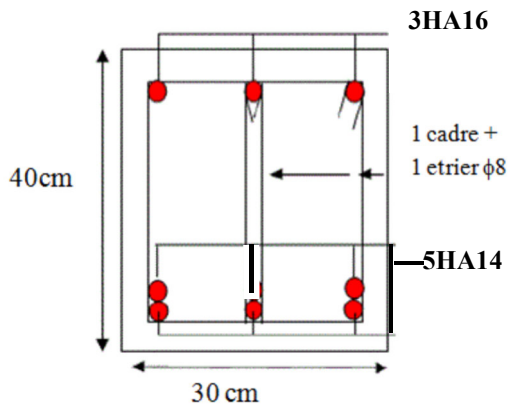
Annexes

Annexe 01

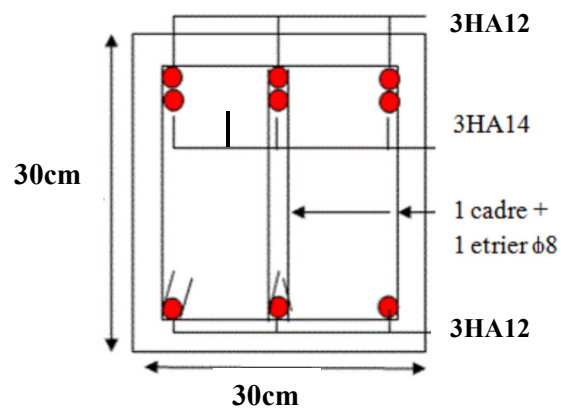
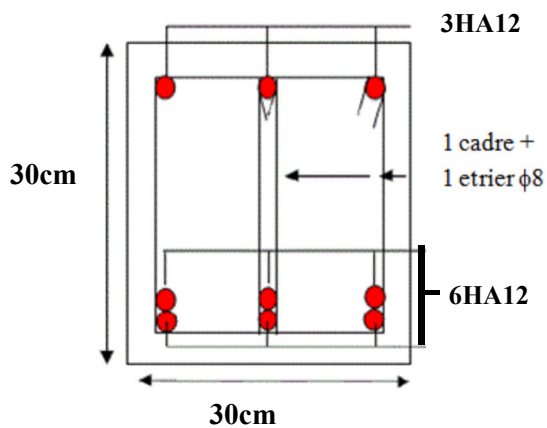
Schémas de ferrailage des poutres

RDC+1

POUTRE PRINCIPALE

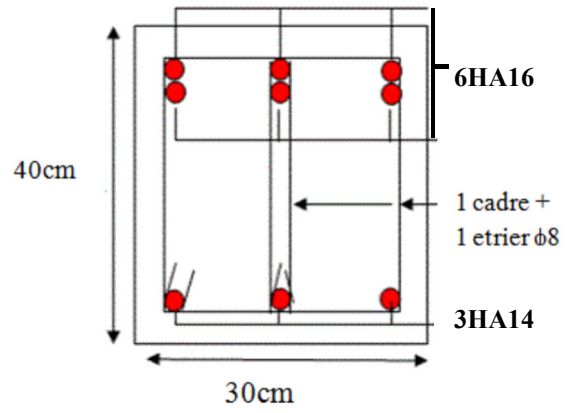
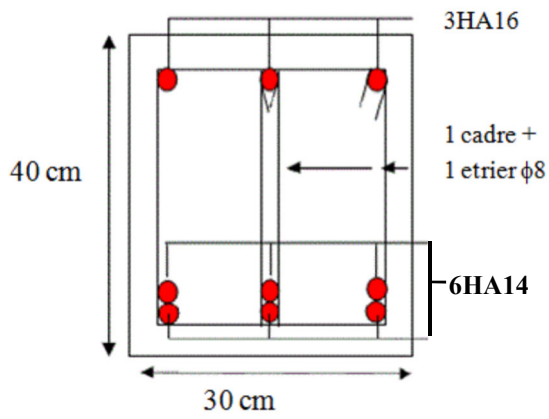


POUTRE SECONDAIRE

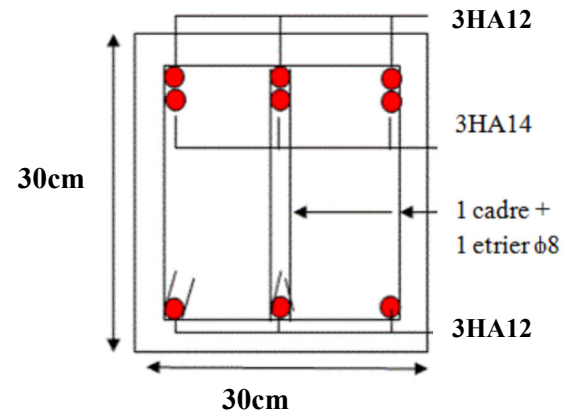
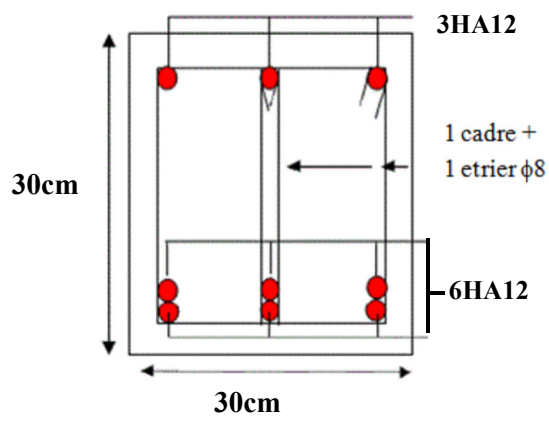


ÉTAGE COURANT

POUTRE PRINCIPALE

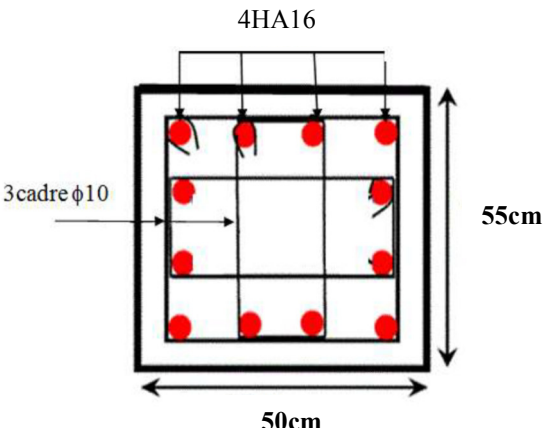
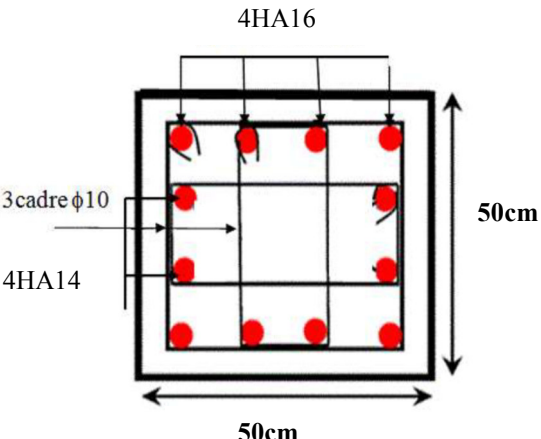
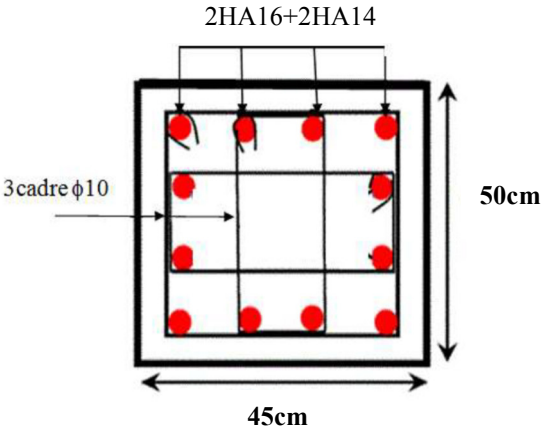
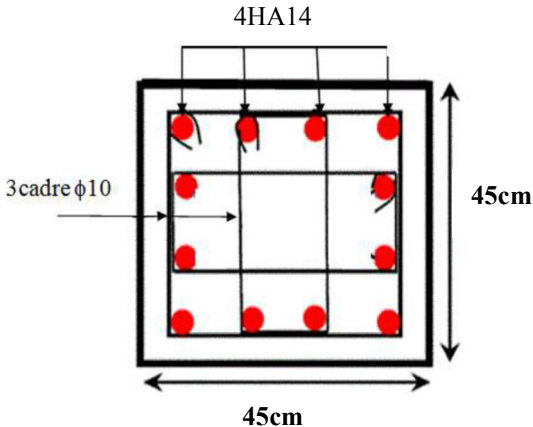


POUTRE SECONDAIRE

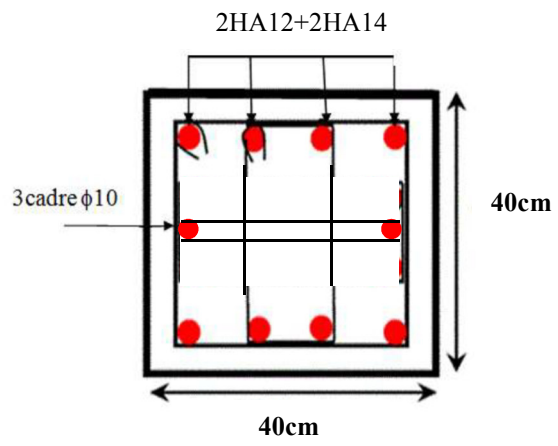


Annexe02

Schémas de ferrailage des poteaux

RDC+1	2ème+3ème étage
 <p style="text-align: center;">4HA16</p> <p style="text-align: center;">3cadre φ10</p> <p style="text-align: center;">55cm</p> <p style="text-align: center;">50cm</p>	 <p style="text-align: center;">4HA16</p> <p style="text-align: center;">3cadre φ10</p> <p style="text-align: center;">4HA14</p> <p style="text-align: center;">50cm</p> <p style="text-align: center;">50cm</p>
4ème+5ème étage	6ème+7ème étage
 <p style="text-align: center;">2HA16+2HA14</p> <p style="text-align: center;">3cadre φ10</p> <p style="text-align: center;">50cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p>	 <p style="text-align: center;">4HA14</p> <p style="text-align: center;">3cadre φ10</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p>

8ème étage



Annexe 03

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 04 : Valeur de M1 (M2) pour $\rho=0,8$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0		
Valeur de M1		0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
		0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
		0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
		0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
		0.4	0.203	0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
		0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.086	0.078	0.073	0.066
		0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.082	0.074	0.068	0.051
		0.7	0.150	0.157	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.076	0.069	0.063	0.057
		0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.071	0.064	0.059	0.053
		0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.065	0.059	0.054	0.049
		1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M2		0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
		0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
		0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
		0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.068	0.082	0.075	0.068	0.061	
		0.4	0.107	0.102	0.077	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.058	0.058	
		0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
		0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
		0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
		0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
		0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
		1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

NOTE : Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

V- Conclusions et recommandations :

D'après les investigations géotechniques réalisées, nous pouvons conclure que le terrain étudié est constitué essentiellement par des schistes friables altérés, déposés sur des schistes compacts en profondeur, avec apparition de quelques traces d'argiles par endroits.

Les essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne dès les premiers mètres.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de **2.00 Bars** à un ancrage de **1.50 m** par rapport au terrain actuel, et dans tous les cas sous les remblais.

Remarque :

- Le sol en place est d'agressivité nulle.
- Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :

NASRI Leila
Ingénieur Chargée
d'Etudes

Chef de Département Technique :

Chef Département
Technique

Le Directeur Régional :

