

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université A/Mira de Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

En
Génie Civil

Option
Structures

Thème

Étude d'un bâtiment en béton armé
(R+9) à usage d'habitation contreventer
par un système mixte (Voile - portique)

Présenté par : Mme. HAMOUDI Sarah
Mme. SAF Thinhinane

Devant le jury composé de :

Examineur	Dr. L. RAMDANI	U. A/Mira Béjaïa.
Examinatrice	Dr. A. SELLAMI	U. A/Mira Béjaïa.
Rapporteur	Mme. K. GUENOUNOU	U. A/Mira Béjaïa.

Béjaïa, SEPTEMBRE 2021.

** Remerciements **

Nous remercions Dieu le tout Puissant qui nous a donné la force et la volonté d'accomplir ce travail.

Nous tenons tout d'abord à remercier madame K. GUENOUNOU, pour l'honneur qu'elle nous a fait en acceptant de nous encadrer. Ses conseils précieux nous ont permis une bonne orientation dans la réalisation de ce travail.

Nos vifs remerciements vont également au président et aux membres de jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Nos très sincères remerciements vont aussi à tous les enseignants et enseignantes qui ont contribué à notre formation durant notre cursus.

Merci à nos parents et grands-parents qui nous ont toujours soutenus tout au long de notre cursus.

✱ *Dédicaces* ✱

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents pour leur soutien inconditionnel,
leur tolérance durant toutes mes années d'études,

À notre encadreur madame K. GUENOUNOU qui nous a vraiment motivée
et guidée tout au long de notre travail,

À mon fiancé Juba qui ma vraiment motivé, poussé à travailler et donner de mon meilleure.

À mon frère, ma soeur, mes beau-frères et mes belles soeurs.

À mon neveu et ma nièce,

À tous mes amis, surtout Melissa Sonia avec qui j'ai eu de nombreuses et enrichissantes
conversations qui m'ont permis d'élargir l'horizon de cette recherche,

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

À tous mes ami(e)s et toute la promotion Génie Civil.

À tous ceux qui travaillent pour que cette nation soit meilleure.

M. *HAMOUDI Sarah*

※ *Dédicaces* ※

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents pour leur soutien inconditionnel,
leur tolérance durant toutes mes années d'études,

À notre encadreur Madame K. GUENOUNOU qui nous a vraiment motivée
et guidée tout au long de notre travail,

À mon frère Salem, mes grands parents.

À tous mes amis, surtout Mouloud avec qui j'ai eu de nombreuses et enrichissantes
conversations qui m'ont permis d'élargir l'horizon de cette recherche,

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

À tous mes ami(e)s et toute la promotion Génie Civil.

À tous ceux qui travaillent pour que cette nation soit meilleure.

M. *SAF Thinhinane*

TABLE DES MATIÈRES

Table des Matières	i
Liste des tableaux	v
Liste des figures	ix
Liste des acronymes	xii
Introduction générale	1
1 Présentation de l'ouvrage et pré-requis théorique	3
1.1 Introduction	3
1.2 Présentation de l'ouvrage	3
1.3 Caractéristiques de la structure	4
1.3.1 Caractéristiques géométriques de la structure	4
1.3.2 Caractéristiques géotechnique du site	5
1.3.3 Caractéristiques structurales	5
1.4 Règlement et normes utilisés	7
1.5 L'état limite et les actions	7
1.5.1 L'état limite	7
1.5.2 Les actions	7
Les actions variables « Q »	8
Les actions permanentes « G »	8
Les actions accidentelles	8
1.5.3 Combinaison de calculs	8
1.6 Caractéristiques des matériaux	8

1.6.1	Le béton	9
1.6.2	L'acier	12
1.7	Synthèse	13
1.8	Conclusion	13
2	Pré-dimensionnement des éléments	14
2.1	Introduction	14
2.2	Pré-dimensionnement des éléments secondaire	14
2.2.1	Les planchers	14
2.2.2	Les escaliers	18
2.2.3	Ascenseur	20
2.2.4	Acrotère	21
2.3	Pré-dimensionnement des éléments principaux	22
2.3.1	Les poutres	22
2.3.2	Les voiles	23
2.3.3	Les poteaux	24
2.4	Évaluation des charges et surcharges	25
2.4.1	Les plancher à corps creux	25
2.4.2	Plancher étage courant	25
2.4.3	Plancher dalle pleine	26
2.4.4	Escalier	26
2.4.5	Palier	27
2.4.6	Les murs	27
2.5	Descente des charges	28
2.5.1	Poteau au niveau de la cage d'escalier D_4	28
2.5.2	Descente de charge pour le poteau (B_2)	32
2.6	Pré-dimensionnement des poteaux	34
2.6.1	Calcul de l'effort normal ultime	34
2.6.2	La vérification de la compression simple	34
2.6.3	Vérification au flambement	35
2.7	Synthèse	38
2.8	Conclusion	38
3	Étude des éléments secondaire	39
3.1	Introduction	39
3.2	Étude des planchers à corps creux	39
3.2.1	Étude des poutrelles	39
3.2.2	Ferraillage de la dalle de compression	56

3.2.3	Étude des dalles pleines	57
3.3	Étude des escaliers	64
3.4	Étude de la poutre palière	70
3.5	Étude de l'ascenseur	73
3.6	Étude de l'acrotère	79
3.7	Étude de la poutre de chaînage	83
3.8	Conclusion	85
4	Étude dynamique	86
4.1	Introduction	86
4.2	Méthode de calcul	86
4.2.1	Modélisation	87
4.3	Disposition des voiles	88
4.3.1	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16	90
4.3.2	Vérification des résultats selon RPA99/version2003	94
4.3.3	Vérification vis-à-vis des déplacements	96
4.3.4	Vérification de l'effort normal réduit	98
4.4	Conclusion	99
5	Étude des éléments structuraux	101
5.1	Introduction	101
5.2	Étude des poteaux	101
5.2.1	Recommandations du RPA99/2003	102
5.2.2	Sollicitations de calcul	102
5.2.3	Calcul de ferrailage	103
5.2.4	Vérifications	106
5.3	Étude des poutres	110
5.3.1	Recommandation du RPA99	110
5.3.2	Ferrailage des poutres	111
5.3.3	Vérification des armatures selon le RPA99	112
5.3.4	Armatures transversales	113
5.3.5	Vérification à L'ELU	113
5.3.6	Vérification à L'ELS	114
5.4	Vérification des zones nodales	115
5.5	Etudes des voiles	117
5.5.1	Recommandation du RPA99/V2003	117
5.5.2	Règles communes aux armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3) .	118
5.5.3	Ferrailage	118

5.6	Conclusion	125
6	Étude de l'infrastructure	126
6.1	Introduction	126
6.2	Étude des fondations	126
6.2.1	Reconnaissance du sol	127
6.2.2	Vérification des semelles isolées	127
6.2.3	Vérification des semelles filantes	127
6.2.4	Vérification de Radier général	128
6.3	Ferraillage	132
6.3.1	La dalle du radier	132
6.3.2	Schéma de ferraillage	134
6.3.3	Étude des nervures	135
6.3.4	Ferraillage	137
6.3.5	Schéma de ferraillage	140
6.4	Conclusion	140
	Conclusion générale et perspectives	141
	Bibliographie	142
A	Annexe 1	143
B	Annexe 2	144
C	Annexe 3	145
D	plan	146

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Détermination de la largeur de la table de compression.	16
2.2	Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.	18
2.3	Pré-dimensionnement de l'escalier.	20
2.4	Pré-dimensionnement de la volée.	20
2.5	Pré-dimensionnement de l'acrotère.	21
2.6	Section des poteaux.	24
2.7	Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.	25
2.8	Évaluation des charges revenant au plancher d'étage courant à corps creux.	25
2.9	Évaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine.	26
2.10	Évaluation des charges sur la volée	26
2.11	Évaluation des charges de palier.	27
2.12	Évaluation des charges revenant aux mur extérieurs.	27
2.13	Évaluation des charges dans les murs intérieurs.	27
2.14	Évaluation de la descente de charge du poteau D_4	30
2.15	Évaluation de la descente de charge du poteau B_2	33
2.16	Vérification des poteaux à la compression simple.	35
2.17	Vérification au flambement	37
2.18	Vérification du RPA.	37
2.19	Section adoptée pour les poutre et les poteaux.	38
3.1	Les types de poutrelles de l'étage courant et la terrasse inaccessible.	43
3.2	charges revenant aux poutrelles.	43
3.3	Sollicitation dans les poutrelles du plancher étage courant.	45
3.4	Sollicitation dans les poutrelles du plancher terrasse inaccessible.	46
3.5	Sollicitation maximal des poutrelles des différents plancher.	46

3.6	Ferraillage des poutres plancher étage courant.	48
3.7	Ferraillage des poutres plancher terrasse inaccessible.	48
3.8	Vérification nécessaire à l'ELU.	53
3.9	Vérification des contraintes à l'ELS	54
3.10	Vérification de la flèche à l'ELS.	55
3.11	Schémas de ferraillage des poutrelles par niveaux	56
3.12	Le ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis avec ouverture.	59
3.13	Vérification des contraintes de compression dans le béton.	60
3.14	Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis de type 2.	62
3.15	Vérification des contraintes de compression dans le béton.	63
3.16	Schéma de ferraillage.	64
3.17	Sollicitation dans l'escalier.	67
3.18	Ferraillage d'escalier.	67
3.19	Vérifications des contraintes.	68
3.20	Vérification de la flèche.	69
3.21	Schéma de ferraillage d'escalier	70
3.22	Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.	71
3.23	Vérification des états limites de compression du béton de la poutre palière.	72
3.24	Schéma de ferraillage de la poutre palière	73
3.25	ferraillage de la dalle d'ascenseur	74
3.26	Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur	75
3.27	ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.	77
3.28	Vérification des contraintes	79
3.29	Schéma de ferraillage de la dalle d'ascenseur	79
3.30	Sollicitations de calcul de l'acrotère	80
3.31	Section de ferraillage de la poutre de chaînage.	84
3.32	Vérification des contraintes dans le béton.	85
3.33	Vérification de la flèche.	85
4.1	Période de vibration et taux de participation massique	89
4.2	Valeurs des pénalités P_q	93
4.3	Vérification de l'effort tranchant à la base	93
4.4	Vérification de l'interaction sous charges verticales	95
4.5	Vérification de l'interaction sous charges horizontale	96
4.6	Vérification des déplacement	97
4.7	Vérification à l'effet $P-\delta$	98
4.8	Vérification de l'effort normal réduit	99
4.9	Dimension finale des éléments structureaux	99

5.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	102
5.2	Sollicitations dans les poteaux	103
5.3	Armatures longitudinales dans les poteaux	104
5.4	Armatures transversales dans les poteaux	105
5.5	Vérification au flambement des poteaux des différents étages	106
5.6	Vérification des contraintes dans le béton	107
5.7	Vérification aux sollicitation tangentes pour les poteaux	108
5.8	Schéma de ferrailage des poteaux	109
5.9	Armatures longitudinales des poutres	112
5.10	Vérification des contraintes tangentielle	113
5.11	Vérification au cisaillement	114
5.12	Vérification de l'état limite de compression du béton	114
5.13	Moments résistants dans les poteaux	115
5.14	Vérification de la zone dans la poutre	116
5.15	Schémas des ferrailages des poutres	116
5.16	Sollicitation maximales des voiles V_{x1} et $V_{x2} = 1,45m$	118
5.17	Sollicitation maximales des voiles (V_{x3} et $V_{x4} = 1,1m$)	119
5.18	Sollicitation maximal des voiles (V_{y1} et V_{y3})= $1,75m$	119
5.19	Sollicitation maximal des voiles (V_{y2} et V_{y4})= $2m$	120
5.20	Ferrailage des voiles (V_{x1} et V_{x2})	121
5.21	Ferrailage des voiles V_{x3} et V_{x4}	122
5.22	Ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y3}	123
5.23	Ferrailage des voiles V_{y2} et V_{y4}	124
6.1	Résumé des résultats du ferrailage	133
6.2	Résumé des résultat de vérification à l'ELS.	133
6.3	Les nouvelles section d'acier adopté à l'ELS.	134
6.4	Schéma de ferrailage	134
6.5	Sollicitations des nervures dans le sens X-X	137
6.6	Sollicitations des nervures dans le sens Y-Y	137
6.7	Ferrailage de la nervure	138
6.8	Vérifications de l'effort tranchant	138
6.9	Vérifications des contraintes dans la nervure	139
6.10	Schéma de ferrailage des nervures.	140
A.1	Tableau des armatures en cm ²	143
B.1	Dalles rectangulaires uniformément chargé articulé sur leurs contour	144

C.1 Table de PIGEAUD 145

TABLE DES FIGURES

1.1	Situation de l'ouvrage (Vue satellite).	4
1.2	Diagramme contraintes déformations pour le béton.	11
1.3	Diagramme des contraintes limite du béton à l'ELS.	11
1.4	Diagramme contraintes-déformations pour l'acier.	13
2.1	Schéma de disposition des poutrelles.	15
2.2	Les planchers à corps creux.	16
2.3	Coupe transversale d'une poutrelle.	16
2.4	Schéma d'un escalier.	18
2.5	Coupe en élévation d'escalier.	19
2.6	Vue en plan d'escalier.	19
2.7	Schéma d'un ascenseur.	21
2.8	Schéma d'un acrotère.	21
2.9	Coupe transversale d'un voile.	23
2.10	Coupe de poteaux en élévation.	24
2.11	Coupe (A-A).	24
2.12	Surface afférente D_4 .	28
2.13	Surface afférente B_2 .	32
3.1	moment d'une poutre à deux travées.	41
3.2	moment d'une poutre à plus de deux travées.	41
3.3	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.	41
3.4	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.	41
3.5	Schéma statique de la poutre type 1.	44
3.6	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	57

3.7	Dalle sur quatre appuis	57
3.8	Dalle sur trois appuis	61
3.9	Coupe en élévation de l'escalier	64
3.10	Schéma statique après la projection d'escalier	65
3.11	Schéma statique de trançon 1	66
3.12	Schéma statique de trançon 2	66
3.13	Schéma statique de trançon 3	66
3.14	Section d'escalier à ferrailer	67
3.15	Schéma statique de la poutre palière	70
3.16	Section creuse équivalente	72
3.17	Vue en plan de la cage d'ascenseur	73
3.18	Schéma représentant la surface d'impact	76
3.19	Schéma statique de l'acrotère	79
3.20	Schéma de ferrailage de l'acrotère	83
3.21	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	84
4.1	Spectre de réponse.	87
4.2	Vue en 3D de la structure.	88
4.3	Schéma de disposition des voiles.	88
4.4	1 ^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X).	90
4.5	2 ^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y).	90
4.6	3 ^{ème} mode de déformation (translation suivant Z-Z).	91
5.1	Section du poteau à étudié	104
5.2	Section d'un poteau	107
5.3	Section du poteau à étudié	115
5.4	Schéma de ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2}	125
6.1	Section du poteau à étudié	127
6.2	Schéma d'une semelle filante.	128
6.3	Présentation de la zone d'impacte de charge concentré.	130
6.4	Schéma des lignes de ruptures du radier.	135
6.5	Schéma transmises aux nervures sens (X-X).	136
6.6	Schéma transmises aux nervures sens (Y-Y).	136
6.7	Section du poteau à étudié	138
D.1	1.	146
D.2	2.	147
D.3	3.	148

D.4	4	149
D.5	5	150
D.6	6.	151
D.7	7.	152
D.8	8.	153

LISTE DES ACRONYMES

A	A'	Section d'acier comprimés.
	A _{ser}	section d'acier à l'ELS.
	A _t	Section d'un cours d'armature transversal
	A	Coefficient d'accélération de zone
B	B	Air d'une section de béton.
	B _r	Section réduite
	B, b	La largeur (m)
	b ₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
C	C _t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
	C _u	La cohésion du sol (KN/m)
D	D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
	d	Hauteur utile
E	E	Module d'élasticité longitudinale.
	E _i	Module d'élasticité instantanée
	E _s	Module d'élasticité de l'acier
	ELS	Etat limite de service
	ELU	Etat limite ultime
	ev	Epaisseur du voile
e	Excentricité, épaisseur	

F	F	Force ou action générale.
	f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)
	f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)
	f_{ji}	La flèche correspondant à j
	f_{gi}	La flèche correspondant à g
	f_{qi}	La flèche correspondant à q
	f_{gv}	La flèche correspondant à v
	δf_t	La flèche totale
	δf_{tadm}	La flèche admissible
	f	Flèche
	f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
	f_e	Limite d'élasticité
	f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa)
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)	
G	G	Action permanente.
H	H	Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
	h_t	Hauteur totale du plancher
	h_0	Épaisseur de la dalle de compression
	h_e	Hauteur libre d'étage
	h_t	hauteur total du radier (m)
	h_N	hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
I	I	Moment d'inertie (m^4).
	I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j
	I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g
	I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q
	I_{gv}	Moment d'inertie correspondant à v

M	M	Moment en général.
	M_a	Moment sur appui
	M_u	Moment de calcul ultime
	M_{ser}	Moment de calcul de service
	M_t	Moment en travée
	M_0	moment isostatique
	M_i	Moment à l'appui i
	M_g et M_d	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes
	M_j	Moment correspondant à j
	M_g	Moment correspondant à g
M_q	Moment correspondant à q	
N	N_s	Effort normal de service.
	N_u	Effort normal ultime
	N	Effort normale du aux charges verticales
Q	Q	Charge variable.
	Q	Facteur de qualité
	q_u	charge ultime
	q_s	charge de service
	q	Chargement KN/ml
R	R	coefficient de comportement global.
S	S	Section, surface.
	S_r	surface du radier (m^2)
	S_t	Espacement des armatures
T	T_2	période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V	V	Effort tranchant.
	v	Coefficient de poisson
W	W	poids propre de la structure.
	W_{Qi}	Charges d'exploitation
X,Y,Z	X,Y,Z	Coordonnées en général.

*	σ_b	Contrainte de compression du béton
	σ_s	Contrainte de compression dans l'acier
	σ_j	Contrainte correspondant à j.
	σ_g	Contrainte correspondant à g.
	σ_q	Contrainte correspondant à q.
	σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
	γ_b	coefficient de sécurité
	γ_s	coefficient de sécurité
	ϕ	Angle de frottement interne du sol (degrés)
	τ_{ultim}	Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa)
	τ_u	Contrainte de cisaillement (MPa)
	η	Facteur d'amortissement
	β	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
	μ_i	Moment réduit limite
	μ_u	Moment ultime réduit
	λ_i	Coefficient instantané
	λ_v	Coefficient différé

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment. Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques de construction qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que les séismes.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner par les séismes et le vent.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+09, présentant une régularité en plan et en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité du bâtiment est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles . . .) aux différentes sollicitations (compression, flexion . . .) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Notre objectif est d'étudier et concevoir cette structure de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de

son coût, elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Afin de réaliser les calculs des éléments constituant ce bâtiment, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99 V20023) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le reste de ce document présentera le travail effectué afin de réaliser les calculs nécessaires des éléments constituant ce bâtiment. Il est organisé en six chapitres comme suite :

Chapitre 1 "**Présentation de l'ouvrage et pré-requis théorique**" : Nous nous intéresserons dans ce chapitre à la présentation du bâtiment en question ainsi que ses caractéristiques. Puis nous définirons le système de contreventement, les règles et les normes d'utilisation. Ensuite nous donnerons les actions et l'état limite de notre structure. Enfin nous décrirons les caractéristiques des matériaux.

Chapitre 2 "**Pré-dimensionnement des éléments**" : Dans ce chapitre nous allons réaliser le pré-dimensionnement des éléments secondaires et principaux, puis nous évaluerons les charges ainsi que les surcharges de notre structure. Ensuite nous calculerons la descente des charges, Enfin on pré-dimensionne les poteaux suivi d'une synthèse des résultats obtenue.

Chapitre 3 "**Étude des éléments secondaires**" : Nous étudierons dans ce chapitre les différents éléments secondaires, à savoir, les planchers à corps creux, les escaliers, l'ascenseur, la poutre palière, l'acrotère et la poutre de chaînage.

Chapitre 4 "**Étude dynamique**" : Dans ce chapitre nous commencerons par présenter les méthodes de calcul, puis nous calculons la force sismique V statique, suivi de la méthode dynamique modale spectrale.

Chapitre 5 "**Étude des éléments structuraux**" : Nous nous intéresserons dans ce chapitre à l'étude des éléments structuraux. On commencera par l'étude des poteaux et des poutres, ensuite, nous vérifierons les zones nodales, et on terminera ce chapitre par l'étude des voiles.

Chapitre 6 "**Étude de l'infrastructure**" : ce dernier chapitre sera consacré pour l'étude de l'infrastructure. Nous étudierons les fondations, puis on va réaliser le ferrailage.

Nous achèverons ce document par une conclusion générale sur l'étude réalisée ainsi qu'une présentation des résultats major obtenus tout au long de notre étude.

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET PRÉ-REQUIS THÉORIQUE

1.1 Introduction

Au cours de ces dernières années le secteur de la construction des bâtiments a connu un développement rapide. Pour cela nous devons toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, afin d'améliorer le comportement des structures des bâtiments dans le but d'assurer leur aptitude à être utilisés pour ce qui est prévu et surtout s'assurer de leur résistance au séisme, le vent, les actions et les autres influences susceptibles de s'exercer sur cette dernière.

Dans ce premier chapitre nous présenterons notre ouvrage ainsi que ses caractéristiques, ensuite nous définirons les règles et les normes d'utilisation. ensuite en décrira l'état limite et les actions, puis on terminera ce chapitre par description des caractéristiques des matériaux.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé (R+9) à usage d'habitation classé dans le groupe d'usage 2. Ce bâtiment est implanté au lieu dit Lota de la commune d'El-Kseur, wilaya de Béjaïa. Cette zone est classée de moyen sismique (zone II_a) selon le RPA99/2003.

L'aspect conceptuel de la bâtisse est cerné globalement par :

- Un RDC est composé de garages.
- 09 étages courants conçus pour l'habitation.
- Une cage d'escalier et ascenseur.

— Une terrasse inaccessible.

Situation graphique de l'ouvrage

Le site objet du présent projet est ILOT N° 0127 section N° 17 commune d'EL KSEUR wilaya de BEJAIA selon l'extrait de plan cadastral.

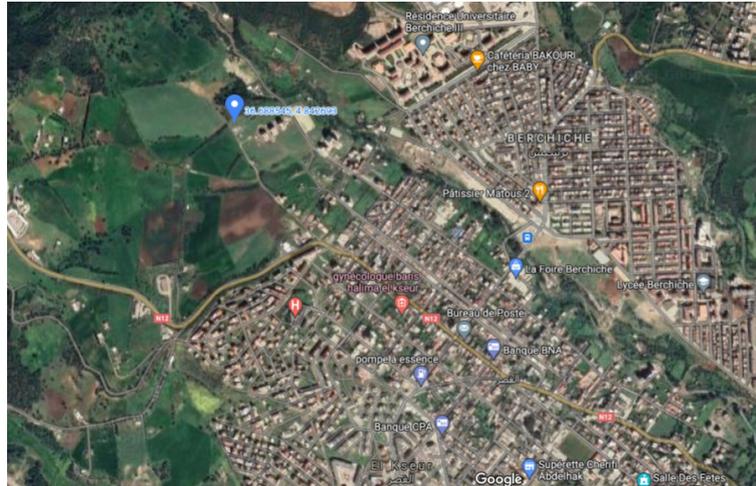


FIGURE 1.1 – Situation de l'ouvrage (Vue satellite).

1.3 Caractéristiques de la structure

Chaque structure est définie par ses propres caractéristiques, a savoir :

1.3.1 Caractéristiques géométriques de la structure

Les dimensions géométrique de la structure sont :

Dimensions en plan

La structure présente une forme presque rectangulaire dont les dimensions maximales sont :
 $L_X = 16,25\text{m}$ et $L_Y = 18,95\text{ m}$.

Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment : 30,60 m ;
- Hauteur de l'acrotère : 0,6 m ;

- Hauteur du rez-de-chaussée : 03,06 m ;
- Hauteur des étages courants : 03,06 m ;
- Hauteur de l'acrotère : 00,60 m.

1.3.2 Caractéristiques géotechnique du site

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

- Compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique, la contrainte admissibles du sol obtenu est de 1.50 bar à partir d'une profondeur d'ancrage de 2.50 m.
- Les résultats de l'essai pré-siométrique réalisé au coeur du projet nous a permet de classé le cite en catégorie S3 «site meuble» selon RPA99 version 2003.

1.3.3 Caractéristiques structurales

Dans cette section nous présentons les différentes caractéristique structurales du bâtiment en question.

Ossature de l'ouvrage

La structure de notre bâtiment est contreventer par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre.

Plancher

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Pour notre cas on as utilisé les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et les plancher a corps creux.

L'acrotère

L'acrotère est réaliser en béton armé (De 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur) qui entoure le bâtiment au niveau de la terrasse (inaccessible). Il as pour but de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

Escalier

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre. Ils sont réalisés en béton armée coulés sur place.

Dans notre cas nous avons un seul types d'escaliers, qui est constitué de deux volées et deux paliers.

Ascenseur

L'ascenseur est un élément mécanique qui as pour but de facilité le déplacement entre les différents niveau, donc la conception d'un tel élément est indispensable vue que le nombre de niveaux de ce bâtiment est R+9.

Balcon

Par définition le balcon est une saillie pratiqué sur la façade d'un bâtiment, il est réaliser en dalle pleine.

Maçonnerie utilisés

En Algérie la maçonnerie la plus utilisé est en briques creuses, et pour notre cas on as deux types de murs, a savoir :

- **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm d'épaisseur pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés d'une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour : chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieurs.
- Céramique pour recouvrir les murs des salles d'eau.

L'infrastructure

L'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

Voiles

Les voiles seront réalisés en béton armé, et pour le choix du nombre, dimensions et l'emplacemement il seront étudié ultérieurement.

1.4 Règlement et normes utilisés

Afin de réaliser l'étude de notre projet on doit respecter les règles et les normes suivant :

- RPA 99/ version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.3.3.1 (pour les fondations superficielles).

1.5 L'état limite et les actions

1.5.1 L'état limite

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples), On distingue :

États-limites ultimes (ELU)

Les états-limites ultimes représentent les états au-delà desquels la sécurité des personnes et de la structure n'est plus assurée. Ils correspondent au maximum de la capacité portante d'un ouvrage ou d'un de ses éléments. Pour assuré la sécurité de ses dernier on doit vérifier :

- **La limite de l'équilibre statique** : Pas de renversement ou de glissement.
- **La limite de la résistance de chacun des matériaux** : Pas de rupture de sections critiques de la structure.
- **La limite de la stabilité de forme** : Pas de flambement.

États-limites de service (ELS)

Les états-limites de service représentent les états au-delà desquels l'utilisation, le confort ou l'aspect (fissurations, déformations etc. . .) de la structure ne sont plus assurés. Afin d'assuré ses objectifs, on doit vérifier :

- **La limite de compression du béton** : Contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L, CBA93.
- **La limite de déformation** : Limitation des flèches.
- **La limite d'ouverture des fissures** : Pour éviter la corrosion trop rapide des aciers.

1.5.2 Les actions

Ce sont des forces appliquées à une construction : - Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles. - Soit indirectement :

effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

Les actions variables « Q »

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

Les actions permanentes « G »

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

Les actions accidentelles

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes, ...)
- Séisme.

1.5.3 Combinaison de calculs

les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Situations accidentelles} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \quad (\text{Pour les poteaux auto-stable seulement}) \end{array}$$

1.6 Caractéristiques des matériaux

Dans cette section nous allons présenter les caractéristiques des matériaux.

1.6.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de «colle». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique .

Les granulats

les granulats se sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou leurs concassage, on distingue les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable et les granulats provenant du concassage des roches.

Les adjuvants

les adjuvants ce sont des produits qui sont ajouté à faible proposition au béton ,dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés .

caractéristique mécanique du béton

Dans cette section on définira caractéristique mécanique du béton.

1. Résistance du béton

Pour résistance du béton on trouve deux types de caractéristiques, a savoir :

a. Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge, cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm^2 de section (= 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($H = 32\text{cm}$). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \quad \implies f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \quad \implies f_{cj} = [j/(1,40 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1})$$

$$\text{Pour } 28 < j < 60 \text{ jours} \quad \implies f_{cj} = f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1})$$

$$\text{Pour } j \geq 60 \text{ jours} \quad \implies f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1})$$

Pour notre étude on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

b. Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- En traction directe ;
- En traction par fendage ;
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ f_{tj} = 0,275 f_{c28} & \text{sinon.} \end{cases} \quad \text{CBA93(Article : A.2.1.1.2)}$$

Pour $j = 28$ jours ; $f_{c28} = 25$ MPA et $f_{t28} = 2,1$ MPA.

2. Module d'élasticité du béton

a. Module d'élasticité instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20$ MPA

b. Modules d'élasticité différé

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86$ MPA

3. Coefficients de poisson

Le coefficient principal de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. Elle est définie par le rapport d'allongement dans le sens transversal sur le raccourcissement longitudinal, comme suit :

$$\nu = \frac{\delta_a/a}{\delta_l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

δ_a : Flambement transversal ;

δ_l : raccourcissement longitudinal ;

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).

4. Les contraintes limites

a. État limite ultime (ELU)

La contrainte ultime du béton en compression est donné par la formule suivant :

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

Avec : γ_b c'est le Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,50$ Sollicitations durables (normal).

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$\theta = 1$ si $t > 24h$

$\theta = 0,90$ si $1h < t < 24h$ Le dia-

$\theta = 0,85$ si $t < 1h$

gramme de contraintes-déformations pour le béton est le suivant :

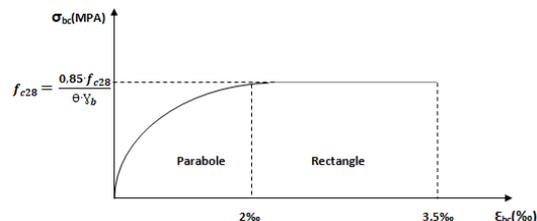


FIGURE 1.2 – Diagramme contraintes déformations pour le béton.

b. État limite de service (ELS)

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$ MPA

Le diagramme des contraintes limite du béton à l'ELS est le suivant :

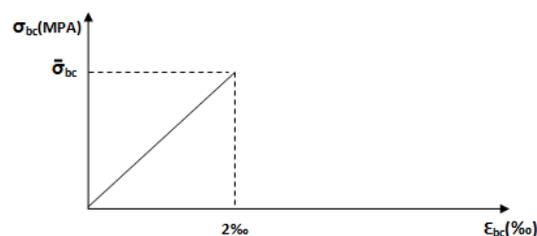


FIGURE 1.3 – Diagramme des contraintes limite du béton à l'ELS.

c. La contrainte de cisaillement dans le béton à l'ELU

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible (F.P) :

$$\tau_u \leq \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

Avec : τ_u est la contrainte ultime de cisaillement.

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P ou F.T.P) :

$$\tau_u \leq \min\left(0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2,50 \text{MPa}$$

Avec : τ_u est la contrainte ultime de cisaillement.

1.6.2 L'acier

L'acier est un alliage de fer plus, carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Son rôle est de prendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisé par leur limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E, on distingue :

- Les ronds lisses (RL).
- Les hautes adhérences (HA).
- Treilles soudé (TS).

Selon le **RPA99 Article 7.2.2**, les armatures longitudinales doivent être :

- De hauteur adhérence avec $f_e \leq 500 \text{MPa}$
- L'allongement total relatif sous charges maximales doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage en utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : $F_e E400$ pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : $F_e E235$ pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : $F_e E500$ pour la dalle de compression.

État ultime de service (ELS)

Avec η :coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \\ \eta = 1,3 & \text{pour les cas des fils de diamètres inférieur à 6mm.} \end{array} \right.$$

État limite ultime (ELU)

La contrainte de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

σ_s : =Coefficient de sécurité, tel que :

$$\begin{cases} \sigma_s = 1 : & \text{Situation accidentelle.} \\ \sigma_s = 1,15 : & \text{Situation durable.} \end{cases}$$

D'après le règlement [BAEL91 Art A.2.2.2], le diagramme des contraintes-déformations à l'ELU est comme suit :

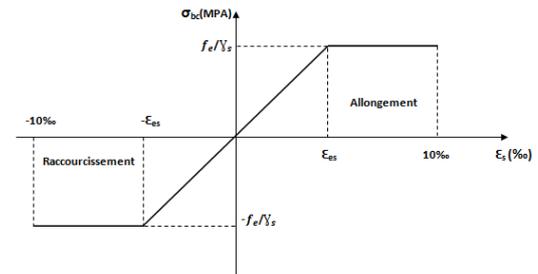


FIGURE 1.4 – Diagramme contraintes-déformations pour l'acier.

1.7 Synthèse

Pour notre cas d'étude, les valeurs utilisées sont :

Pour le béton

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA};$$

$$f_{t28} = 2,10 \text{ MPA};$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA};$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA};$$

$$\sigma_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPA} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\tau_u \begin{cases} \tau_u = 3,33 \text{ MPA} & \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = 2,50 \text{ MPA} & \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

Pour l'acier

$$f_e E400; \quad f_e = 400 \text{ MPA} \quad \text{Pour les armatures longitudinales.}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA} \quad \text{Fissuration préjudiciable pour les HA.}$$

1.8 Conclusion

Au cours de ce premier chapitre, un aperçu sur notre structure ainsi que ses caractéristiques ont été d'abord présenté, suivi de la définition du système de contreventement ainsi les règles et les normes utilisés. Ensuite on a présenté l'état limite et les actions et nous avons terminé avec la définition des caractéristiques des matériaux. Le chapitre suivant sera consacré au prédimensionnement des éléments.

CHAPITRE 2

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

2.1 Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul. Il sert à estimer les dimensions des différents éléments de l'ouvrage, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93, dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un sur-coût d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après la vérifications dans la phase de calcul.

Ce chapitre sera consacré au pré-dimensionnement des éléments secondaire et principaux en premier lieux, puis on évalue les charges et les surcharges. Ensuite on pré-dimensionne les poteaux et on termine ce chapitre par le calcul de la descente des charges.

2.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaire

Les éléments secondaire sont des éléments qui font pas partie du système de contreventement (plancher, poutrelles, balcons,escaliers).

2.2.1 Les planchers

La disposition des poutrelles se fait selon les deux critères suivants :

- La plus petite porté.
- La continuité.

Le choix du plancher à utiliser et montré dans la figure suivante :

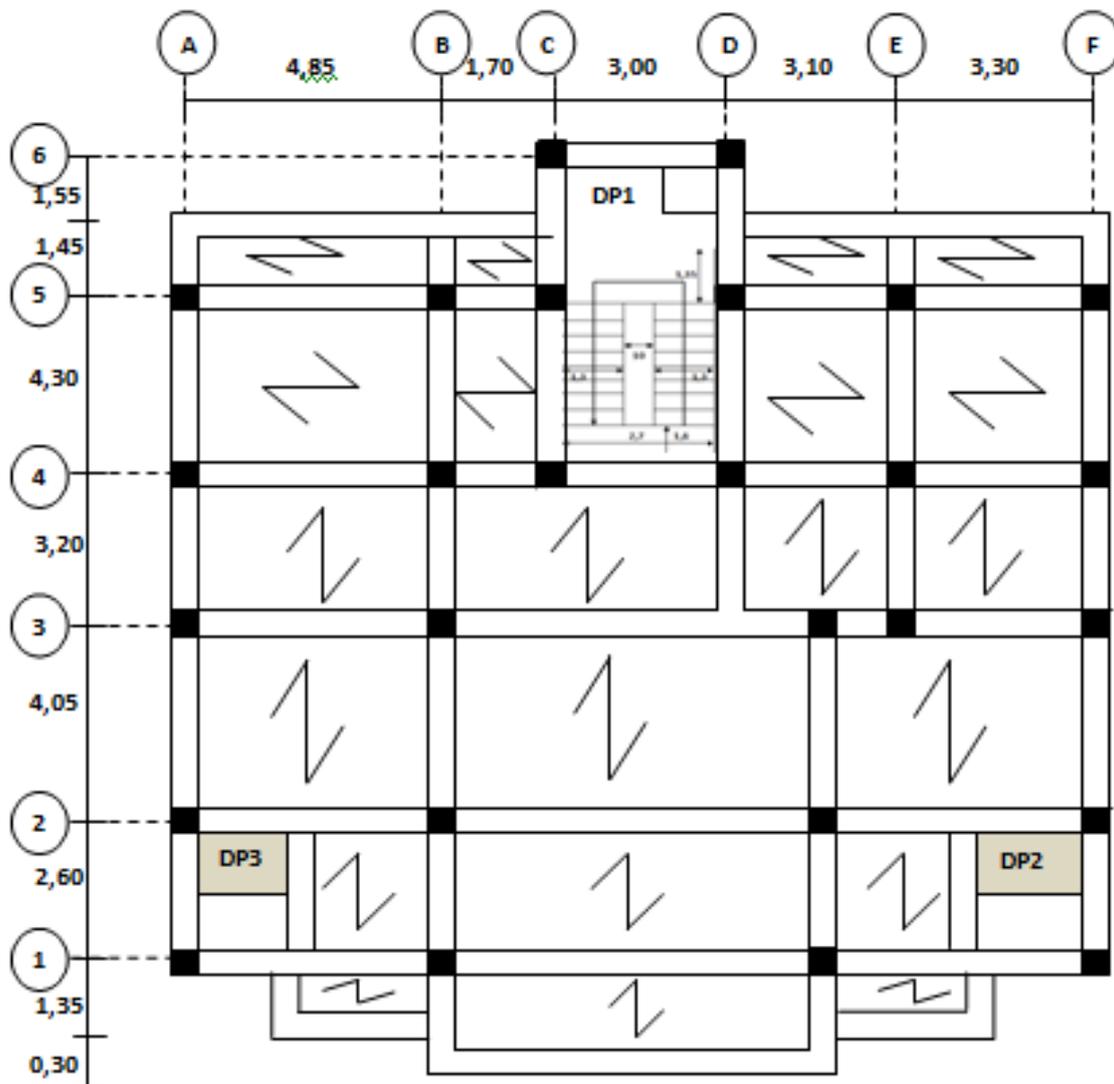


FIGURE 2.1 – Schéma de disposition des poutrelles.

Les planches à corps creux

le pré-dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivantes :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA93})$$

Avec :

- $h_t = h + h_0$: Hauteur total du plancher.
- h_0 : Hauteur de la dalle de compression.
- h : Hauteur de l'hourdis (corps creux).

- L_{max} : Distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

$$L_{max} = 4,55 \text{ m} = 455 \text{ cm} \implies h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = 20,22 \text{ cm} \implies h_t = 21 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 21cm (16 + 5)cm qui sera valable pour tous les planchers de la construction.

- Hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5 \text{ cm}$

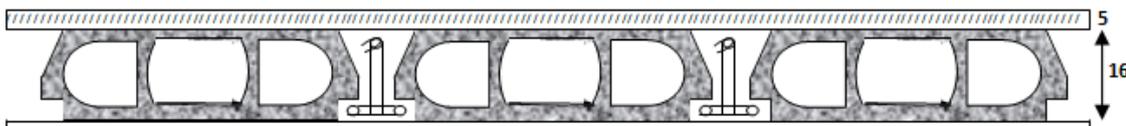


FIGURE 2.2 – Les planchers à corps creux.

Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, elle se calculent comme une section en T, comme le montre la figure suivante :

- h : Hauteur totale de poutrelle (hauteur du plancher) $h = 21 \text{ cm}$.
- h_0 : Hauteur de la dalle de compression $h_0 = 5 \text{ cm}$.
- b_0 : Largeur de la nervure choisit forfaitairement $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Largeur efficace $b = 65 \text{ cm}$.
- L_x : Distance entre nus des deux poutrelles $L_x = 53 \text{ cm}$.
- L_y : Travée min dans les poutrelles $L_y = 455 \text{ cm}$.

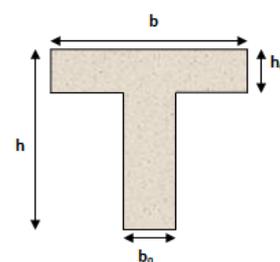


FIGURE 2.3 – Coupe transversale d'une poutrelle.

La longueur de la table de compression est déterminé dans le tableau suivant :

TABLE 2.1 – Détermination de la largeur de la table de compression.

L_x (cm)	L_y (cm)	$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$ (cm)	$\frac{b - b_0}{2} \leq \min(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10})$	b (cm)
$65 - 12 = 53$	455	$8,4 \text{ à } 12,6 = 12$	$\min(26,5; 45,5)$	65

Les planches à dalle pleine

La dalle pleine est un élément secondaire horizontal en béton armée d'épaisseur mince, reposant sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Son dimensionnement se fait en basant sur les critères suivants :

Critères de résistance à la flexion

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul appui.
 - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → pour une dalle hyperstatique 4 appuis et 3 appuis et $\rho < 0,4$.
 - $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → pour une dalle hyperstatique 4 appuis ou bien pour une dalle sur 3 appuis $\rho \geq 0,4$.
 - L_x : est la plus petite portée.
 - L_y : la plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.
- Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Critères de résistance au feu (coupe-feu)

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

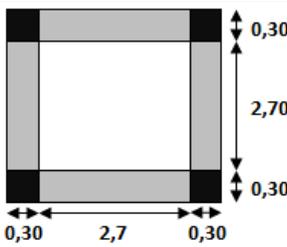
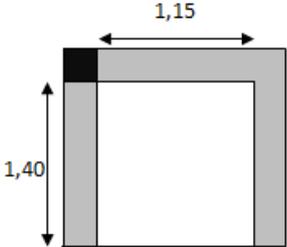
Critères d'isolation phonique

- $e \geq 13\text{cm}$.

Les différents types de dalle pleine

Le tableau suivant nous montre la détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.

TABLE 2.2 – Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.

Types des dalles	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) Critère de résistance	e (cm) Critère de coupe-feu
Dalle 1 sur quatre appuis 	$\frac{2,7}{2,7} = 1 > 0,4$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $e = 6,5\text{cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu
Dalle 2 sur trois appuis 	$\frac{1,15}{1,4} = 0,82 > 0,4$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $e = 2,8\text{cm}$	$e \geq 11\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

On opte pour toutes les dalles $e = 15\text{cm}$.

2.2.2 Les escaliers

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

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- La hauteur h des contre marche se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 64 \text{ cm}$$

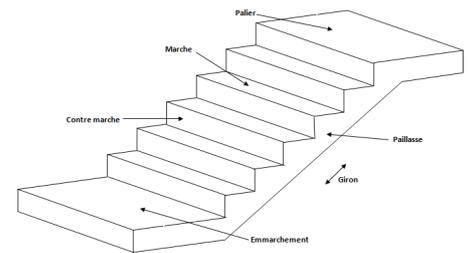


FIGURE 2.4 – Schéma d'un escalier.

Avec :
$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases}$$
 n : Le nombre de contre marche sur la volée.
 $n - 1$: Le nombre de marche.
 H : Hauteur de la volée.
 L_0 : Longueur projetée de la volée.
 L_v : Longueur de la volée.
 L_p : Longueur du palier.
 L : Longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p$).
 e : épaisseur de l'escalier.

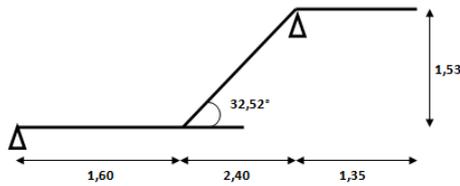


FIGURE 2.5 – Coupe en élévation d'escalier.

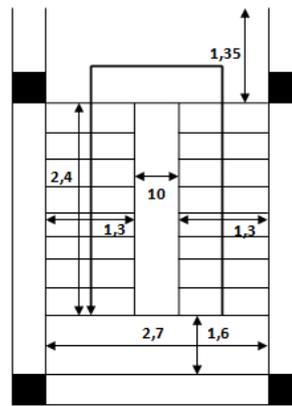


FIGURE 2.6 – Vue en plan d'escalier.

Pré-dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimension des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots 1$$

On a : $H = n * h \implies h = \frac{H}{n}$ avec (H : la hauteur de la volée et n : nombre de contre marche).

$$L_0 = (n - 1) * g \implies g = \frac{l_0}{n - 1}$$

En remplaçant h et g dans l'équation 1 on auras : $g + 2h = 64\text{cm}$
 $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$ (n : est la solution de l'équation)
 $64n^2 - 610n + 306 = 0$ Après résolution on a : $n = 9$.

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$ contre marche.

Dans notre cas on a un seul type d'escalier, c'est un escalier à deux volées pour tous les étages.

TABLE 2.3 – Pré-dimensionnement de l'escalier.

L_{p0} (m)	L_{p1} (m)	L_0 (m)	H (m)	n	$h = H/n$ (cm)	$g = L_0/(n - 1)$ (cm)	$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0)$
1,60	1,35	2,40	1,53	9	17	30	$\text{tg}^{-1}(1,53/2,40) \implies \alpha = 32,52^\circ$

Pré-dimensionnement de la volée

Le pré-dimensionnement de la volée est donnée comme suit dans le tableau suivant :

TABLE 2.4 – Pré-dimensionnement de la volée.

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2}$ (cm)	$L = L_v + L_p$ (cm)	$L/30 \leq e \leq L/20$ (cm)
285	580	$19,33 \leq e \leq 29$ $e = 20\text{cm}$

Pré-dimensionnement du palier

le palier est un panneau de la dalle sur trois appuis.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{45} \implies \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$e = 3,8\text{cm}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coup-feu. On adopte } e = 15\text{cm}$$

2.2.3 Ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

$F_c = 102 \text{ KN}$: Charges due à la rupture du câble.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.

$D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.

- $L = 1,5 \text{ m}$: Longueur de l'ascenseur.
- $l = 1,5 \text{ m}$: Longueur de l'ascenseur.
- $P_p = 630 \text{ Kg} = 6,3 \text{ KN}$: La charge nominale.
- $V = 1 \text{ m/s}$: La vitesse.

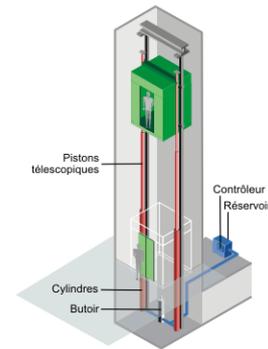


FIGURE 2.7 – Schéma d'un ascenseur.

2.2.4 Acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé.

$$S_{\text{acrotère}} = 10 * 60 + \frac{3 * 10}{2} + 7 * 10 = 0,0685 \text{ m}^2.$$

— **Volume de l'acrotère par mètre linéaire :**

$$V = S * 1 = 0,0685 \text{ m}^3$$

— **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho * V = 25 * 0,0685 = 1,712 \text{ KN}$$

— **Poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2cm d'épaisseur :**

$$G_{\text{ciment}} = 20 * 0,02 * 0,60 * 1 = 0,24 \text{ KN}$$

— **Poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1,5cm d'épaisseur :**

$$G_{\text{end}} = 20 * 0,015 * 0,60 * 1 = 0,18 \text{ KN}$$

— **Poids propre total de l'acrotère (terrasse inaccessible) :**

$$G_{\text{t.inacc}} = G + G_{\text{ciment}} + G_{\text{end}} = 2,132 \text{ KN}$$

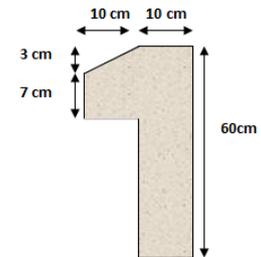


FIGURE 2.8 – Schéma d'un acrotère.

TABLE 2.5 – Pré-dimensionnement de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (cm ²)	Enduit de ciment e=(1,5 cm)	Poids propre (KN/ml)	Total G (KN/ml)	Q
60	10	685	0,18	1,712	2,132	1

2.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux

Dans cette section on va Pré-dimensionner les différents éléments principaux à savoir les poutres, les voiles et les poteaux.

2.3.1 Les poutres

se sont des éléments horizontaux en béton armée rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux. Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

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

Avec : L_{\max} : longueur maximal entre nus d'appuis.

Poutre principales

Se sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis au poutrelles, on suppose des poteaux de $(30 * 30) \text{ cm}^2$.

Avec : $L_{\max} = 630 - 30 = 600 \text{ cm}$ D'où $L_{\max} = 600 \text{ cm}$.

$$\frac{600}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \leq h_{pp} \leq 60$$

On adopte $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 (version2003) qui sont les suivantes :

sachant que b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Véifier.} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Véifier.} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Véifier.} \end{array} \right.$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : $(b * h) = (30 * 45) \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire

ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche du CBA93.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : Portée maximale entre nue d'appuis de la poutre secondaire.

$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$ D'où

$$\frac{455}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{455}{10}$$

$$30,33 \leq h_{ps} \leq 45,50$$

Soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On doit vérifier les conditions adoptées aux exigences du RPA99 (version2003) qui sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.} \end{array} \right.$$

ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes $(b * h) = (30 * 40)\text{cm}$.

Poutre de chaînage

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le BAEL91 et le RPA2003 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

$b \geq 20 \text{ cm}$ et $h \geq 30 \text{ cm}$.

soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

2.3.2 Les voiles

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

leurs pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions du

RPA99(V2003) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots (1). \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2). \\ L \geq 4e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

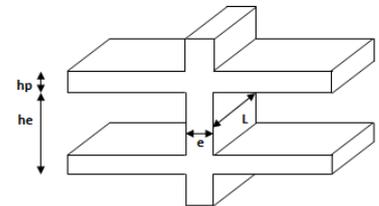


FIGURE 2.9 – Coupe transversale d'un voile.

- avec : e : Épaisseur du voile
- L : Longueur du voile
- h_e :Hauteur libre d'étage

On a la hauteur libre d'étage : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}}$
 $h_e = 306 - 21 = 285\text{cm}$.

Avec h_{plancher} : la hauteur de la dalle du plancher.
 D'où : $e \geq \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm}$.
 Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

Se qui donne dans (3) $L \geq 4 * 0,15 = 0,6$ m.

Tout les voiles doivent avoir une longueur > 60 cm.

2.3.3 Les poteaux

Sont des éléments porteurs de système planchers destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à L'ELU , en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

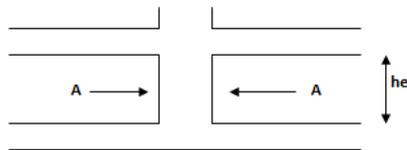


FIGURE 2.10 – Coupe de poteaux en élévation.

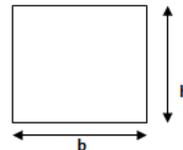


FIGURE 2.11 – Coupe (A-A).

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA/2003 (Article 7.4.1) suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99/Version2003 citées ci-dessus.

On adopte la section des poteaux $(b_1; h_1)$ comme suit :

TABLE 2.6 – Section des poteaux.

Étages	RDC et 1 ^{er} étage (cm ²)	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage (cm ²)	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage (cm ²)	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage (cm ²)	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage (cm ²)
section (a * b)(cm ²)	(45 * 45)	(40 * 40)	(40 * 40)	(35 * 35)	(30 * 30)

2.4 Évaluation des charges et surcharges

D'après le DTR B.C.2.2 On tire les évaluations des charges et surcharges suivantes :

2.4.1 Les plancher à corps creux

TABLE 2.7 – Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G ₂ " KN/m ²
1	Gravillon de protection	0,04	20	0,80
2	Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plancher à corps creux (16 + 5)	0,16+0,05	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanentes G				6,25
Charge d'exploitation Q				1

2.4.2 Plancher étage courant

TABLE 2.8 – Évaluation des charges revenant au plancher d'étage courant à corps creux.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Murs intérieur	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16 + 5)	0,16 + 0,05	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanentes G				5,28
Charge d'exploitation Q				1,5

2.4.3 Plancher dalle pleine

TABLE 2.9 – Évaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanentes G				5,18
Charge d'exploitation Q				3,50
Charge d'exploitation Q (Plancher courant en dalle plein)				1,50

2.4.4 Escalier

TABLE 2.10 – Évaluation des charges sur la volée

N°	Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids G(KN/m ³)
					Volée $e = 0,2$
1	Revêtement carrelage	horizontale	0,02	20	0,40
		vertical	0,02(h/g)	20	0,23
2	Mortier de pose	horizontale	0,02	20	0,40
		vertical	0,02(h/g)	20	0,23
3	Marche (avec un béton) 20		h/2	22	1,87
4	Paillasse		0,20/cos(α)	25	5,93
5	Enduit de ciment		0,02	18	0,36
6	Garde de corps		/	/	0,60
Charge permanentes G					9,43
Charge d'exploitation Q					2,50

2.4.5 Palier

TABLE 2.11 – Évaluation des charges de palier.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Dalle pleine	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	mortier de pose	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanentes G				5,18
Charge d'exploitation Q				2,5

2.4.6 Les murs

— Les murs extérieurs : double parois en brique creuses.

TABLE 2.12 – Évaluation des charges revenant aux mur extérieurs.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Carrelage	/	0,15	1,3
3	mortier de pose	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanentes G				2,74

— Les murs intérieurs : une seule paroi en brique creuse.

TABLE 2.13 – Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Enduit de ciment	10	0,02	0,20
2	Carrelage	9	0,10	0,90
3	mortier de pose	10	0,02	0,20
Charge permanentes G				1,80

2.5 Descente des charges

Le principe de la descente de charge est de calculer les charges reprises par chaque élément vertical, tout on commençons de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être réaliser pour chaque catégorie de charge : la charge permanent G et la charge d'exploitation Q.

2.5.1 Poteau au niveau de la cage d'escalier D₄

a. Calcul de la surface afférente Sous G

Étage courant

$$S_{\text{étage}} = S_2 + S_3 + S_4 = 1,4 * 2 + 1,35 * 1,45 + 1,4 + 1,45$$

$$S_{\text{étage}} = 6,7875 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{palier}} = 1,6 * 1,35 = 2,16 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{Volée}} = 0,4 * 1,35 = 0,54 \text{ m}^2.$$

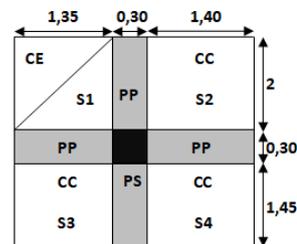


FIGURE 2.12 – Surface afférente D₄.

Terrasse inaccessible

$$S_{\text{Terrasse}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 9,4875 \text{ m}^2$$

b. Calcul de la surface afférente sous Q

Étage courant

$$S_{Q\text{étage}} = S_{\text{étage}} + b * L_p$$

$$S_{Q\text{étage}} = 0,3 * 6,2 + 6,7875$$

$$S_{Q\text{étage}} = 8,647 \text{ m}^2$$

Terrasse inaccessible

$$S_{QTerrasse} = (L_p) * b + S_{\text{Terrasse}} = 0,3 * 6,2 + 9,4875$$

$$S_{QTerrasse} = 11,347 \text{ m}^2$$

c. Poids propre des éléments

Plancher terrasse inaccessible

$$P_G = G * S_{\text{terrasse}} = 9,4875 * 6,25 = 59,296 \text{ KN}$$

$$P_G = 59,296 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q * S_{\text{terrasse}} = 1 * 11,347 = 11,347 \text{ KN}$$

$$P_Q = 11,347 \text{ KN}$$

Étage courant

$$P_G = S_{\text{étage}} * G_{\text{étage}} + (S_{\text{palier}} * G_{\text{palier}} + S_{\text{volée}} * G_{\text{volée}})$$

$$P_G = 6,7875 * 5,22 + (2,16 * 5,18 + 0,4 * 9,43)$$

$$P_G = 50,79 \text{ KN}$$

$$P_Q = 8,647 * 1,5 + (2,16 * 2,5 + 0,4 * 2,5)$$

$$P_Q = 19,3705 \text{ KN}$$

Les poutres

$$G_{pp} = 0,3 * 0,45 * 25 * 4,75 = 16,03 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,3 * 0,40 * 25 * 1,45 = 4,35 \text{ KN}$$

Les poteaux

$$G_{\text{poteau}}(45 * 45) = 25 * 0,45 * 0,45 * 2,73 = 13,82 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}(40 * 40) = 25 * 0,40 * 0,40 * 2,73 = 10,92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}(35 * 35) = 25 * 0,35 * 0,35 * 2,73 = 8,360 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}(30 * 30) = 25 * 0,30 * 0,30 * 2,73 = 6,14 \text{ KN}$$

Loi de dégression des charges

Afin de réaliser le calcul des surcharges d'exploitation représentées par les poteaux étudiés, on doit respecter la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

- Sous 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 ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

TABLE 2.14 – Évaluation de la descente de charge du poteau D₄.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	59,296	$Q_0 = 11,347$
	Poutres	20,380	
	Poteau(30 * 30)	6,140	
	Total	95,81	
N8	Venant de N9	95,81	$Q_0 + Q_1$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poteaux (30 * 30)	6,140	
	Poutres	20,380	
	Volée	3,77	
	Palier	10,11	
	Total	187	
N7	Venant de N8	187	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poteaux (35 * 35)	8,360	
	Poutre	20,380	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	280,41	
N6	Venant de N7	280,41	$Q_0 + 0,90(3Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poteaux (35 * 35)	8,360	
	Poutres	20,380	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	373,82	
N5	Venant de N6	373,82	$Q_0 + 0,80(4Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,980	
	Poteaux	10,920	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	469,79	

N4	Venant de N5	469,79	$Q_0 + 0,80(5Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,380	
	Poteaux	10,920	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	565,76	88,820
N3	Venant de N4	565,76	$Q_0 + 0,75(6Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,380	
	Poteaux	10,920	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	661,73	98,512
N2	Venant de N3	661,73	$Q_0 + 0,714(7Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,380	
	Poteaux	10,920	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	757,7	108,158
N1	Venant de N2	757,7	$Q_0 + 0,687(8Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,380	
	Poteaux	13,820	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	856,57	117,800
N0	Venant de N1	856,57	$Q_0 + 0,667(9Q_1)$
	Plancher étage courant	50,790	
	Poutres	20,380	
	Poteaux	13,820	
	Palier	3,77	
	Volée	10,11	
	Total	955,44	127,567

2.5.2 Descente de charge pour le poteau (B₂)

a. Calcul de la surface afférente sous G

Étage courant

$$S_{\text{aff}_{cc}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}_{cc}} = 15,956 \text{ m}^2$$

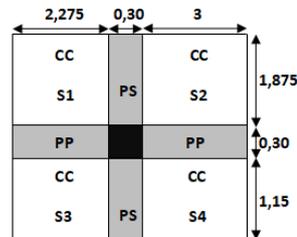


FIGURE 2.13 – Surface afférente B₂.

b. Calcul de la surface afférente sous Q

Terrasse inaccessible

$$S_{Q_{\text{terrasse}}} = S_{\text{terrasse}} + b * L_p$$

$$S_{Q_{\text{terrasse}}} = 15,956 + 0,3 * 8,3$$

$$S_{Q_{\text{terrasse}}} = 18,446 \text{ m}^2$$

c. Poids propre des éléments

Plancher terrasse inaccessible

$$P_G = G * S_{G_{\text{terrasse}}} = 6,25 * 15,956 = 99,73 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q * S_{Q_{\text{terrasse}}} = 1 * 18,446 = 18,446 \text{ KN}$$

Plancher étage courant

$$P_G = S_{\text{étage}} * G = 15,956 * 5,28 = 84,247 \text{ KN}$$

$$P_Q = S_{\text{étage}} * Q = 18,446 * 1,5 = 27,669 \text{ KN}$$

Les poutres

$$G_{pp} = (0,30 * 0,45) * (3 + 2,275) * 25 = 17,80 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,40) * (1,875 + 1,15) * 25 = 9,075 \text{ KN}$$

TABLE 2.15 – Évaluation de la descente de charge du poteau B₂.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	99,73	$Q_0 = 18,446$
	Poutres	26,875	
	Poteau(30 * 30)	6,140	
	Total	132,745	
N8	Venant de N9	132,745	$Q_0 + Q_1$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (30 * 30)	6,140	
	Poutres	26,875	
Total	250,007	46,115	
N7	Venant de N8	250,007	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (35 * 35)	8,360	
	Poutre	26,875	
Total	369,489	71,01	
N6	Venant de N7	369,489	$Q_0 + 0,90(3Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (35 * 35)	8,360	
	Poutres	26,875	
Total	488,971	93,152	
N5	Venant de N6	488,971	$Q_0 + 0,80(4Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (40 * 40)	10,92	
	Poutres	26,875	
Total	611,013	112,520	
N4	Venant de N5	611,013	$Q_0 + 0,80(5Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (40 * 40)	10,92	
	Poutres	26,875	
Total	733,055	129,122	
N3	Venant de N4	733,055	$Q_0 + 0,75(6Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (40 * 40)	10,92	
	Poutres	26,875	
Total	855,097	142,956	

N2	Venant de N3	855,097	$Q_0 + 0,714(7Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (40 * 40)	10,92	
	Poutres	26,875	
	Total	977,139	
N1	Venant de N2	977,139	$Q_0 + 0,687(8Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (45 * 45)	13,82	
	Poutres	26,875	
	Total	1102,081	
N0	Venant de N1	1102,081	$Q_0 + 0,667(9Q_1)$
	Plancher étage courant	84,247	
	Poteaux (45 * 45)	13,82	
	Poutres	26,875	
	Total	1227,023	

$$G = 1227,023 \text{ KN et } Q = 184,46 \text{ KN}$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (B₂) le plus sollicité sous charges verticales.

2.6 Pré-dimensionnement des poteaux

2.6.1 Calcul de l'effort normal ultime

Selon le CBA(art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%.

Tell que :

$$N_u^* = 1,1(1,35G + 1,5Q).$$

$$N_u^* = 1,1(1,35 * 1227,023 + 1,5 * 184,46) .$$

$$N_u^* = 2126,488 \text{ KN}.$$

2.6.2 La vérification de la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}.$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B_{calculer} = \frac{2,126}{14,2} = 0,1497 \text{ m}^2$$

$$B = 0,45 * 0,45 = 0,2025 > 0,148 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression pour tout les niveaux :

TABLE 2.16 – Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	N _u [*] (KN)	Section (cm ²)	Condition B > B _{calculée}		Observation
			B (m ²)	B _{calculée}	
RDC et 1 ^{er} étage	2126,488	(45 * 45)	0,2025	0,149	Vérifier
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1709,65	(40 * 40)	0,160	0,120	Vérifier
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1301,63	(40 * 40)	0,160	0,091	Vérifier
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	879,82	(35 * 35)	0,1225	0,062	Vérifier
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	447,35	(30 * 30)	0,090	0,031	Vérifier

2.6.3 Vérification au flambement

D'après le CBA93(Article B.8.4.1) on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA93(Art.B.8.2.1)} .$$

- B_r : section réduit du béton .
- A_s : section des armatures .
- γ_d : coefficient de sécurité de béton .
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier .
- α : coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcul l'élanement : λ = $\frac{L_f}{i}$.

L_f : Longueur de flambement .

L₀ : Longueur du poteau .

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

I : Moment d'inertie avec $I = \frac{b * h^3}{12}$.

Exemple de calcul

Vérification du poteau de RDC, 1^{er} :

$$L_f = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m} .$$

$$B = 0,45 * 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2 .$$

$$I = \frac{0,45 * (0,45)^3}{12} = 3,417 * 10^{-3} \text{ m}^4 .$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,129} = 16,60 < 50 .$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{16,60}{35}\right)^2} = 0,813 .$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} = \frac{2126,488 * 10^{-3}}{0,813 * \left[\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right]} = 0,118 \text{ m}^2$$

B_r : La section réduite

$$B_r = [(45 - 2) * (45 - 2)] * 10^{-4} = 0,184 \text{ m}^2 > 0,116 \text{ m}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

$$B_r = 0,184 \text{ m}^2 .$$

Donc pas de risque de flambement pour ce poteau .

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux.

TABLE 2.17 – Vérification au flambement

Poteaux	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
N_u^* (KN)	2126,488	1709,65	1301,63	879,82	447,35
$B(m^2)$	0,2025	0,1600	0,1600	0,1225	0,0900
$L_f(m)$	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
$I(m^4) * 10^{-3}$	3,417	2,133	2,133	1,250	0,675
$i(m^3)$	0,129	0,131	0,115	0,101	0,086
λ	16,60	16,35	18,62	21,20	24,90
α	0,813	0,814	0,804	0,791	0,771
$Br_{calculer}(m^2)$	0,118	0,095	0,073	0,050	0,026
$Br(m^2)$	0,184	0,144	0,144	0,108	0,078
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

La condition : $B_r \geq B_{r_{cal}}$ est vérifiée, donc y'a pas de risque de flambement pour tous les poteaux de la structure.

Condition de RPA99/2003 pour les poteaux

TABLE 2.18 – Vérification du RPA.

Poteaux	45 * 45	40 * 40	35 * 35	30 * 30	Observation
$\min(b_1; h_1) \geq 25cm$	45	40	35	30	Vérifier
$\min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15,3	15,3	15,3	15,3	Vérifier
$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	1	1	1	1	Vérifier

D'après ce tableau on constate que les 3 conditions de vérification du RPA99/2003 sont bien vérifiées.

2.7 Synthèse

Après avoir réaliser le pré-dimensionnement des différents éléments structuraux, on as obtenu les résultat qui sont représenter dans le tableau suivant :

TABLE 2.19 – Section adoptée pour les poutre et les poteaux.

Élément	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutre principale	30	45
Poutre secondaire	30	40
Poteau RDC et 1^{er}	45	45
Poteau étage 2^{ème} et 3^{ème}	40	40
Poteau étage 4^{ème} et 5^{ème}	40	40
Poteau étage 6^{ème} et 7^{ème}	35	35
Poteau étage 8^{ème} et 9^{ème}	30	30

2.8 Conclusion

Au cour de se deuxiême chapitre en as effectué un pré-dimensionnement des éléments structuraux suivis d'une vérification satisfaisante des règles de RPA99(Version 2003 et BAEL91 et le DTR afin d'assuré la résistance, la stabilité et l'économie de notre structure. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des élément secondaire.

CHAPITRE 3

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

3.1 Introduction

L'étude des éléments secondaires est l'une des principale étapes dans le domaine du génie civil, à savoir l'étude des planchers, l'acrotère, les escaliers et l'ascenseur.

3.2 Étude des planchers à corps creux

Le Plancher en corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent directement les hourdis creux en ciment. Sur leur partie supérieure repose une dalle dite « dalle de compression » en béton armée avec des treillis soudés. Ce type de plancher est léger et très économique.

3.2.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitation on applique les méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de caquot.

Méthode forfaitaire

Principe de la méthode forfaitaire

Valeurs des moments

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

- Le plancher soit à surcharge modéré c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

Avec : α = coefficient traduisant l'importance

En travée

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\text{Max}(1 + 0,3\alpha, 1,05)]M_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \quad \dots\dots\dots(2) \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \quad \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

M_t = max entre (1) et (2).

M_0 : moment isostatique de la travée considéré.

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée.

M_d : Moment de l'appui droit de la travée.

En appui

Appuis de rives

Les moments aux appuis de rive sont nul (pas de ferrailage) mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15M_0)$.

Appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} -0.6M_0 \quad \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 \quad \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ -0.4M_0 \quad \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{array} \right.$$

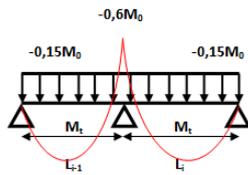


FIGURE 3.1 – moment d’une poutre à deux travées.

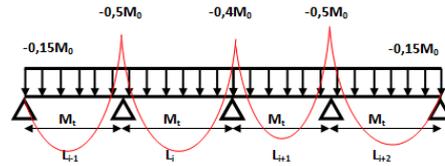


FIGURE 3.2 – moment d’une poutre à plus de deux travées.

Évaluations des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l’effort tranchant hyperstatique est confondu avec l’effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- 15% si la poutre à deux travées.
- 10% si la poutre à plus de deux travées.

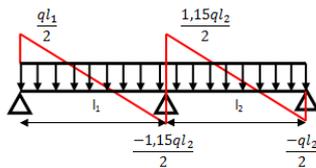


FIGURE 3.3 – Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.

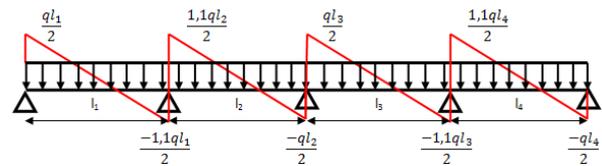


FIGURE 3.4 – Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.

Méthode de caquot

La méthode de Caquot est applicable si l’une des conditions d’application de la méthode forfaitaire n’est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l’amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d’inertie des travées successives.

Exposé de la méthode

Moment en appuis

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

Tel que :

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

Moment en travée

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

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

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

$$M_{\max} = M(x)$$

L'effort tranchant

Les efforts tranchants sont déterminé en utilisant la méthode de la RDM.

$$V_i = \pm \frac{q_u * l_i}{2} - \frac{m_i - m_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

m_i : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

m_{i+1} : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

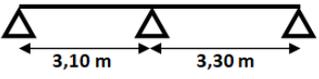
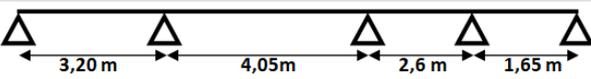
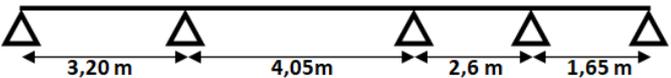
l_i : portée de la travée.

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observé on utilise la méthode de "Caquot minoré" pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminé par la méthode de caquot mais e remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3G$

les différents types de poutrelles

Le tableau ci-dessous nous montre les schémas statiques des différents types de poutrelles.

TABLE 3.1 – Les types de poutrelles de l'étage courant et la terrasse inaccessible.

Étage courant	
Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Terrasse inaccessible	
Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\begin{cases} \text{ELU} : p_u = 1,35G + 1,5Q & q_u = 0,65p_u \\ \text{ELS} : p_s = G + Q & q_s = 0,65p_s \end{cases}$$

tel que : 0,65 (entre axe des poutrelles).

TABLE 3.2 – charges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p _u (KN/M ²)	q _u (KN/M ²)	p _s (KN/M ²)	q _s (KN/M ²)
RDC + étages courants	5,28	1,50	9,378	6,095	6,780	4,4070
Terrasse inaccessible	6,25	1	9,9375	6,459	7,250	4,7125

Calcul des sollicitations

Dans ce qui suit, on donne un exemple de calcul des sollicitations de l'étage courant de la poutrelle de type 1.

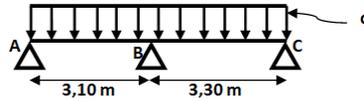


FIGURE 3.5 – Schéma statique de la poutrelle type 1.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.

1. Plancher à surcharge modéré $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ Vérifier.
2. Le rapport entre deux travées successives appartient à l'intervalle $[0,8; 1,25]$: $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,1}{3,3} = 0,93 \in [0,8; 1,25]$ Vérifier.
3. Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées..... Vérifier.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N)..... Vérifier.

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

travée AB : $M_0^u = 7,32 \text{ KN.m}$	travée BC : $M_0^u = 8,29 \text{ KN.m}$
$M_0^s = 5,29 \text{ KN.m}$	$M_0^s = 5,99 \text{ KN.m}$

Calcul des moments aux appui

Appuis de rive :

$M_a = M_c = 0$ (Le BAEL 91 exige de mettre les aciers de fissuration équilibrant un moment fictif à $0,15M_0$)

$$M_a = M_c = -0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_a^u = M_c^u = -1,24 \text{ KN.m}; M_a^s = M_c^s = -0,89 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{BC}$$

$$M_B^u = -4,974 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_B^s = -3,594 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,28} = 0,221 \implies \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1,066 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,266 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{aligned}
1. \quad M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} &\geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0^{AB} \\
&\implies M_t^{AB} \geq 1,066M_0^{AB} - 0,3M_0^{BC} \\
2. \quad M_t^{AB} &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}M_0^{AB} \implies M_t^{AB} \geq 0,633M_0^{AB} \\
M_t^{AB} = \max(a; b) &\implies \begin{cases} \text{ELU : } M_t^{AB} = 5,31\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^{AB} = 3,84\text{KN.m} \end{cases}
\end{aligned}$$

Travée BC :

$$\begin{aligned}
1. \quad M_t^{BC} + \frac{M_g + M_d}{2} &\geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0^{BC} \\
&\implies M_t^{BC} \geq 0,766M_0^{BC} \\
2. \quad M_t^{BC} &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}M_0^{BC} \implies M_t^{BC} \geq 0,633M_0^{BC} \\
M_t^{BC} = \max(a; b) &\implies M_t^{BC} \geq 0,766M_0^{BC} \implies \begin{cases} \text{ELU : } M_t^{BC} = 6,350\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^{BC} = 4,588\text{KN.m} \end{cases}
\end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 9,448\text{KN}$$

$$V_B = -1,15 * \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 10,865\text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = -1,15 * \frac{q_u * L_{AB}}{2} = -11,566\text{KN}$$

$$V_C = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 10,057\text{KN}$$

Les résultats de tout les types de poutrelles de planchers terrasse inaccessible et étage courant sont représenté dans les tableau suivants.

TABLE 3.3 – Sollicitation dans les poutrelles du plancher étage courant.

Étage courant							
Type de poutrelles	ELU			ELS			
	M_t (KN.m)	$M_{a_{int}}$ (KN.m)	M_{ar} (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a_{int}}$ (KN.m)	M_{ar} (KN.m)	V (KN)
Type 1	6,350	-4,974	-1,240	4,588	3,594	-0,890	11,566
Type 2	13,370	-9,720	-2,006	9,686	-6,970	-1,440	16,770
Type 3	7,530	-5,550	-0,870	5,465	-3,980	-0,626	12,630

TABLE 3.4 – Sollicitation dans les poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Terrasse inaccessible							
Type de poutrelles	ELU			ELS			
	M_t (KN.m)	$M_{a_{int}}$ (KN.m)	M_{ar} (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a_{int}}$ (KN.m)	$M_{a_{riv}}$ (KN.m)	V (KN)
Type 1	8,23	-5,65	-0,88	6,03	-4,28	-0,644	13,38
Type 2	14,23	-10,22	-2,04	12,07	-7,42	-1,48	17,76

Ferrailage des poutrelles

Les sollicitations maximales dans les poutrelles des planchers terrasse inaccessible et étage courant sont représenté dans le tableau suivant :

TABLE 3.5 – Sollicitation maximal des poutrelles des différents plancher.

Type de plancher	ELU				ELS		
	M_t^{max} (KN.m)	$M_{a_{int}}^{max}$ (KN.m)	$M_{a_{riv}}^{max}$ (KN.m)	V_u^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	$M_{a_{int}}^{max}$ (KN.m)	$M_{a_{riv}}^{max}$ (KN.m)
Étage courant	13,37	-9,72	-2,006	16,77	9,68	-6,97	-1,44
Terrasse inaccessible	14,23	-10,22	-2,040	17,76	12,07	-7,42	-1,48

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 21\text{cm}; h_0 = 5\text{cm}; c = 2\text{cm}; d = 19\text{cm}$$

Calcul à L'ELU

Etage courant

En travée :

$$M_t^u = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,65 * 0,05 * 14,2(0,19 - \frac{0,05}{2})$$

$M_t^u = 76,14\text{KN.m} > M_t = 13,37\text{KN.m} \implies$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire($b * h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{13,37 * 10^{-3}}{14,2 * 0,65 * 0,19^2} = 0,040$$

$$\mu < 0,186 \implies \text{pivot A} \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,186$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = 2,06\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23(0,65) * 0,19 * \frac{2,1}{400} * 10^4 = 1,49\text{cm}^2$$

Donc $A_{\min} < A_{ca1}$Condition vérifiée.

On opte pour $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2$

En appuis :

Au niveau de l'appui , la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela on va considéré une section($b_0 * h$)

appuis intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{9,72 * 10^{-3}}{0,12 * 0,19^2 * 14,2} = 0,158$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \implies \text{PivotA} \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,216$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_a^{\text{int}}}{Z * f_{st}} = 1,61\text{cm}^2$$

Vérification de la condition non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,19 * \frac{2,1}{400} * 10^4 = 0,27\text{cm}^2$$

$$A_a^{\text{int}} = 1,61\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,27\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On adopte : $A_a^{\text{int}} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,92\text{cm}^2$

appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{riv}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2,006 * 10^{-3}}{0,12 * 0,19^2 * 14,2} = 0,032 < 0,186 \implies \text{PivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \implies A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimé.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,041 \\ Z = 0,187 \end{array} \right.$$

$$A_a^{\text{riv}} = \frac{M_a^{\text{riv}}}{Z * f_{st}} = \frac{2,006 * 10^{-3}}{0,187 * 348} = 0,31\text{cm}^2$$

$A_{\min} = 0,27\text{cm}^2 < A_a^{\text{riv}} = 0,31\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$$A_a^{\text{riv}} = 1\text{HA}10 = 0,79\text{cm}^2$$

TABLE 3.6 – Ferrailage des poutres plancher étage courant.

	U_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{choisir}$ (cm ²)
Entravée	0,040	0,051	0,186	2,06	1,49	3HA10 = 2,36
Appuis de riv	0,032	0,041	0,187	0,31	0,27	1HA10 = 0,79
Appuis intermédiaire	0,158	0,216	0,173	1,61	0,27	1HA10 + 1HA12 = 1,92

Terrasse inaccessible

TABLE 3.7 – Ferrailage des poutres plancher terrasse inaccessible.

	U_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{choisir}$ (cm ²)
Entravée	0,042	0,054	0,185	2,20	1,49	3HA10 = 2,36
Appuis de riv	0,033	0,042	0,186	0,31	0,27	1HA10 = 0,79
Appuis intermédiaire	0,166	0,228	0,172	1,70	0,27	1HA10 + 1HA12 = 1,92

Remarque En voit bien que les sections d'aciers obtenues pour les deux types de planchers sont les même.

Donc il suffit de faire la vérification détaillé pour un seul type (étage courant) et vérification terrasse inaccessible sont résumé dans des tableau

Vérification à L'ELU**Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right] = \min\left[0,2 * \frac{25}{1,5}; 5MPA\right] = 3,33MPA$$

$$\tau_u = \frac{16,77 * 10^{-3}}{0,12 * 0,19} = 0,73MPA \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPA \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des armatures transversales

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\min}\right) = \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 10\right) = 0,6\text{cm} \quad \text{Soit } \phi_t = 6\text{mm}$$

On choisit un étrier $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Espacement

Selon le CBA93(Art.A.5.1.2.2) :

$$- S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = (17,1\text{cm}; 40\text{cm}) = 17,1\text{cm}$$

$$- S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = 84,16\text{cm}$$

$$- \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})^2} = 269,33\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Vérification des armatures longitudinale A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u **Appuis de rive**

$$A_l \geq \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\right] * V_u^{\max}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} = 2,36\text{cm}^2$$

$$A_l = 2,36\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 16,77 * 10^{-3} = 0,482\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{\max} + \frac{m_u}{0,9 * d}\right)$$

$$A_l = A_{\text{travée}} = 2,36\text{cm}^2$$

$$A_l = 2,36\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * \left(16,77 * 10^{-3} + \frac{-9,72 * 10^{-3}}{0,9 * 0,19}\right) = -1,15\text{cm}^2 < 0$$

Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort tranchant est négligeable.

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

Vérification de la table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V_u^{\max}}{0,9 * b * d * h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,265\text{m}$

$$\tau_u = 0,79\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérification à L'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- État limite de compression du béton
- État limite de déformation (la flèche)

Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

En travée :

Position de l'axe neutre(y) :

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL91.L.III.3}).$$

— Si $H \geq 0 \implies$ L'axe neutre passe par la table de compression \implies Vérification d'une section(b*h).

— Si $H < 0 \implies$ L'axe neutre passe par la nervure \implies Vérification en Tê

$$H = \frac{0,65 * 0,05^2}{2} - 15 * 2,36 * 10^{-4}(0,19 - 0,04) \implies H = 2,81 * 10^{-4}\text{m} > 0$$

\implies L'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul d'une section rectangulaire b*h.

Calcul de y et I

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad &= 0 \\ 32,5y^2 + 35,4y - 672,6 &= 0 \implies y = 4,03\text{cm} \\ I = \frac{b * y^3}{3} + 15A(d - y)^2 &= \frac{65 * 4,03^3}{3} + 15 * 2,36(19 - 4,03)^2 = 0 \\ I &= 9351,27\text{cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul des contraintes

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{9,68 * 10^{-3}}{9351,27 * 10^{-8}} * 4,03 * 10^{-2} = 4,17\text{MPa} \\ \text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,17\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{array} \right. &\implies \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

En appuis :

$M_{amax}^{int} = -6,97\text{KN.m} < 0 \implies$ Le calcul se fait pour une section($b_0 * h$).

Calcul de y et I

$$\begin{aligned} \frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad &= 0 \\ 6y^2 + 28,8y - 547,2 &= 0 \implies y = 7,45\text{cm} \\ I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15A(d - y)^2 &= \frac{12 * 7,45^3}{3} + 15 * 1,92(19 - 7,45)^2 = 0 \\ I &= 5495,96\text{cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{6,97 * 10^{-3}}{5495,96 * 10^{-8}} * 7,45 * 10^{-2} = 9,45 \text{MPa}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 9,45 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \implies \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Condition vérifiée}$$

État limite de déformation (la flèche)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Exemple illustratif étage courant

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

- 1..... $h \geq \max\left(\frac{l}{16}; \frac{M_t^{\max} * l}{10 * M_0}\right)$
- 2..... $A_t \leq \frac{3,6 b_0 d}{f_e}$
- 3..... $L \leq 8m$

Pour notre cas on a : $h = 21 \text{cm}$ $l = 4,85 \text{ m}$ $M_t = 9,68 \text{KN.m}$ $M_0^s = 9,59 \text{KN.m}$
 $h = 0,21 < \max(0,3; 0,48)$ La condition (1) n'est pas vérifiée alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91.

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

- f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{cm} = 9,7 \text{mm}$$

Évaluation des moments en travée

- $q_{jser} = l_0 * G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sous la charge de revêtement avec : $G' = G - G_{\text{revêtement}}$.
- $q_{gser} = l_0 * G_{\text{total}}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = l_0 (G_{\text{total}} + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.
- $q_{jser} = 0,65 * 3,85 = 2,50 \text{KN/m}$.

- $q_{gser} = 0,65 * 5,28 = 3,43 \text{KN/m}$.
- $q_{pser} = 0,65(5,28 + 1,5) = 4,40 \text{KN/m}$.
- $M_{jser} = \frac{q_j * l^2}{8} = 7,35 \text{KN.m}$.
- $M_{gser} = \frac{q_g * l^2}{8} = 10,08 \text{KN.m}$.
- $M_{pser} = \frac{q_p * l^2}{8} = 12,93 \text{KN.m}$.

Position de l'axe neutre $A_t = 2,36 \text{cm}^2$ $A' = 0$

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + n(A * d * A' * d')}{b_0 * h + (b - b_0) * h_0 + n(A + A')}$$

$$Y_G = \frac{12 \frac{21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15(2,36 * 19)}{12 * 21 + (65 - 12) * 5 + (15 * 2,36)} \Rightarrow Y_G = 7,20 \text{cm}$$

Moment d'inertie

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

$$I_0 = \frac{65}{3} 7,20^3 + 12 \frac{(21 - 7,20)^2}{3} - (65 - 12) \frac{(7,20 - 5)^3}{3} + 15[2,36(19 - 7,20)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 13589,78 \text{ cm}^4 \quad \text{Moment d'inertie de la section totale(acier-béton)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = \frac{2,36}{12 * 19} = 0,010$$

$$y = 9351,27 \text{ cm}^4$$

Calcul de λ_i et λ_v

- $\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 * 2,1}{0,01(2 + 3 * \frac{0,12}{0,65})} = 4,11 \dots \dots \dots$ Déformation instantanée
- $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,64 \dots \dots \dots$ Déformation différée

Contrainte σ_s

- $\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d - y)}{I} \Rightarrow \frac{15 * 7,35(0,19 - 0,0403)}{9351,27} * 10^5 = 176,49 \text{ MPA}$
- $\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d - y)}{I} \Rightarrow \frac{15 * 10,08(0,19 - 0,0403)}{9351,27} * 10^5 = 242,04 \text{ MPA}$
- $\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d - y)}{I} \Rightarrow \frac{15 * 12,93(0,19 - 0,0403)}{9351,27} * 10^5 = 310,55 \text{ MPA}$

Moment d'inertie fictifs I_f

Calcul de μ

- $\mu_j = \max[0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * f * \sigma_{sj} + f_{t28}}] \Rightarrow \mu_j = 0,59$
- $\mu_g = \max[0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * f * \sigma_{sg} + f_{t28}}] \Rightarrow \mu_g = 0,68$

$$\begin{aligned}
 & - \mu_p = \max\left[0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * f * \sigma_{sp} + f_{t28}}\right] \implies \mu_p = 0,74 \\
 & - I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 4364,72\text{cm}^4 \\
 & - I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 3939,27\text{cm}^4 \\
 & - I_{f_{gv}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 7067,30\text{cm}^4 \\
 & - I_{f_{pi}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 3698,90\text{cm}^4
 \end{aligned}$$

Évaluation de flèche

Calcul de E

$$\begin{aligned}
 & - E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195\text{MPa}.....\text{modèle de déformation longitudinale instantanée du béton.} \\
 & - E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,8656\text{MPa}.....\text{modèle de déformation longitudinale déferée du béton.} \\
 & - f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ij}}} \implies f_{ji} = \frac{7,35 * 10^{-3} * 4,85^2}{10 * 32164,195 * 4364,72 * 10^{-8}} = 0,0123\text{m} \\
 & - f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ig}}} \implies f_{gi} = \frac{10,08 * 10^{-3} * 4,85^2}{10 * 32164,195 * 3939,27 * 10^{-8}} = 0,0187\text{m} \\
 & - f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ip}}} \implies f_{pi} = \frac{12,93 * 10^{-3} * 4,85^2}{10 * 32164,195 * 3698,90 * 10^{-8}} = 0,0255\text{m} \\
 & - f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{gv}}} \implies f_{gv} = \frac{10,08 * 10^{-3} * 4,85^2}{10 * 32164,195 * 7067,30 * 10^{-8}} = 0,0104\text{m} \\
 \Delta f & = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0104 - 0,0123 + 0,0255 - 0,0187 = 4,9 * 10^{-3}\text{m} \\
 \implies \Delta f & = 4,9\text{mm} < f = 9,7\text{mm}.....\text{La flèche est vérifiée.}
 \end{aligned}$$

Les résultats des vérifications des poutrelles aux états(ELU et ELS)sont illustrées dans les tableaux suivant :

TABLE 3.8 – Vérification nécessaire à l’ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armature longitudinale		Bielle $V_u \leq 0,267\alpha$ $b_0.f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau < \bar{\tau}$ (MPa)
		$\gamma_s/f_e V_u$	$\gamma_s/f_e (V_u + M_u^{int}/0,9d)$		
Étage courant	$0,73 < 3,33$	$2,36 \geq 0,432$	$2,36 \geq -1,15$	$16,77 < 136,97$	$0,79 < 3,33$
Terrasse inaccessible	$0,77 < 3,33$	$2,36 > 0,51$	$2,36 > -0,17$	$17,76 < 136,97$	$0,84 < 3,33$
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

TABLE 3.9 – Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	contraintes $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Étage courants	Travée	9,68	2,36	4,03	9351,27	4,17 < 15	Vérifier
	Appuis	-6,97	1,92	7,45	5495,96	9,45 < 15	Vérifier
Terrasse inaccessible	Travée	12,07	2,36	4,03	9351,27	5,20 < 15	Vérifier
	Appuis	-7,42	1,92	7,45	5495,96	10,05 < 15	Vérifier

TABLE 3.10 – Vérification de la flèche à l'ELS.

Niveau	Étage courants	Terrasse inaccessible
L (m)	4,85	4,85
q_{jser} (KN/m)	2,50	1,852
q_{gser} (KN/m)	3,43	4,062
q_{pser} (KN/m)	4,40	4,71
M_{jser} (KN.m)	7,35	5,44
M_{gser} (KN.m)	10,08	11,24
M_{pser} (KN.m)	12,93	13,84
I (cm⁴)	9351,27	9351
I₀ (cm⁴)	13589,78	13589,78
λ_i	4,11	4,11
λ_v	1,64	1,64
σ_{sj} (MPA)	176,49	130,62
σ_{sg} (MPA)	242,04	269,90
σ_{sp} (MPA)	310,55	332,33
U_j	0,59	0,498
U_g	0,68	0,715
U_p	0,74	0,761
I_{fji} (cm⁴)	4364,72	4906,41
I_{fgi} (cm⁴)	3939,27	3795,40
I_{fpi} (cm⁴)	3698,90	3621,56
I_{fgv} (cm⁴)	7067,30	6880,58
f_{ji} (mm)	0,0123	$8,10 * 10^{-3}$
f_{gi} (mm)	0,0187	0,0216
f_{pi} (mm)	0,0255	0,027
f_{gv} (mm)	0,0104	0,0116
Δf (mm)	4,9	9,2
f_{adm} (mm)	9,7	9,7
Observation	Vérifier	Vérifier

Remarque : La flèche est vérifiée donc le ferrailage est satisfait.

schéma ferrailage des poutrelles

TABLE 3.11 – Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Étage courant + terrasse inaccessible	<p>1HA10 Filante Epingle Ø6 3HA10</p>	<p>1HA10 Filante Epingle Ø6 1HA12 Chapeau 3HA10</p>	<p>1HA10 Filante Epingle Ø6 3HA10</p>

3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est ferrailé dans les deux sens A perpendiculaire et A parallèle.
On utilise un treillis à soudé de nuance $F_e = 500\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4b}{F_e} = \frac{4 * 0,65}{500} = 0,52\text{cm}^2/\text{ml} \quad S_t \leq 20\text{cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } S_t \leq 33\text{cm}$$

On adopte pour un treillis soudé $\phi_6(150 * 150) \text{ mm}^2$

$$A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40\text{cm}^2/\text{ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{//} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right.$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

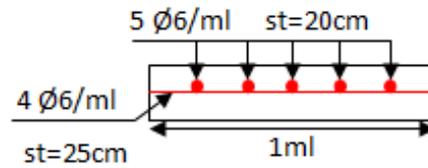


FIGURE 3.6 – Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.2.3 Étude des dalles pleines

La dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur deux ou plusieurs appui comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Dans notre projet on a deux types des dalles pleines.

Calcul des sollicitation

Exemple de calcul d'une dalle pleine type 1 avec ouverture

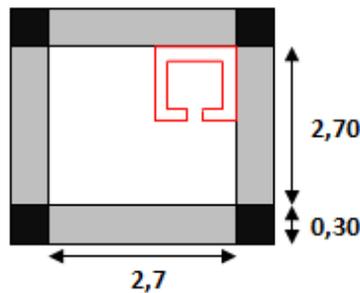


FIGURE 3.7 – Dalle sur quatre appuis

Dans notre cas : $\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille sur deux sens

$$G = 5,18 \text{KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,74 \text{KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 7,68 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1ML} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 10,74 \text{KN/ml} \\ p_s = 7,68 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{ELU :} & \text{ELS :} \\
 \rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} & \rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \\
 \text{ELU :} & \text{ELS :} \\
 \begin{cases} M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \end{cases} & \begin{cases} M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \end{cases} \\
 \begin{cases} M_0^x = 2,88\text{KN.m} \\ M_0^y = 2,88\text{KN.m} \end{cases} & \begin{cases} M_0^x = 2,46\text{KN.m} \\ M_0^y = 2,46\text{KN.m} \end{cases}
 \end{array}$$

Moment en travée

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU :} \\
 \begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x \\ M_t^y = 0,85M_0^y \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^x = 2,44\text{KN.m} \\ M_t^y = 2,44\text{KN.m} \end{cases}
 \end{array}$$

Moment au niveau des appuis

$$\begin{array}{l}
 M_{\text{aint}}^x = M_{\text{aint}}^y = -0,3M_0^x = -0,86\text{KN.m} \\
 \text{ELS :} \\
 \begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x \\ M_t^y = 0,85M_0^y \end{cases} \implies \begin{cases} M_t^x = 2,09\text{KN.m} \\ M_t^y = 2,09\text{KN.m} \end{cases}
 \end{array}$$

Moment en appuis

$$M_{\text{aint}}^x = M_{\text{aint}}^y = -0,3M_0^x = -0,738\text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage

En travée : Sens parallèle à l_x

$$d = e - c = 13\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,44 * 10^{-3}}{1 * 0,13^2 * 14,2} = 0,0102 < \mu_l = 0,39 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0128$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,129$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{zf_{st}} = \frac{2,44 * 10^{-3}}{0,129 * 348} = 0,54\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 13\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \implies A_{tx}^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b * e \implies A_{tx}^{\min} = 1,2\text{cm}^2$$

Avec FeE400 ; $\rho_0 = 0,0008$

$A_{tx}^{\min} > A_{tx}$La condition n'est pas vérifiée.

On adopte 4HA10

L'espacement :

F.P.N : armature parallèle a l_x :

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

F.P.N : armature parallèle a l_y :

$$\mu_{bu} = 0,0102 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0128 \quad Z = 0,129\text{m} \quad A_t^x = 0,54\text{cm}^2$$

Vérification de la condition non fragilité

$e=13\text{cm} \rightarrow A_{ty}^{\min} = \rho_0 * b * e = 0,0008 * 100 * 15 = 1,2\text{cm}^2$
 $A_{ty}^{\min} > A_{ty} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée
 On adopte : 3HA8 = 1,51cm²

Calcul de l'espacement

F.P.N : armature parallèle a l_y :
 $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 3.12 – Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis avec ouverture.

Localisation	Sens	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adopt} (cm ²)	Espacement
En travée	X – X	2,44	0,0102	0,0128	0,129	0,54	1,2	4HA10 = 3,14	25
	Y – Y	2,44	0,0108	0,0128	0,129	0,54	1,2	3HA8 = 1,51	25
En appui	X – X	-0,86	0,0035	0,0044	0,129	0,190	1,2	3HA8 = 1,51	25
	Y – Y								

Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a)-Vérification à L'ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \implies \tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7,25\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7,25 * 10^{-3}}{1 * 0,13} = 0,0557 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,0557 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa}$La condition vérifiée , donc pas de rupture par cisaillement .

b)-Vérification à L'ELS

Contrainte du béton

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

Position de l'axe neutre

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

Le moment d'inertie

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumé dans le tableau suivant.

TABLE 3.13 – Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	XX	2,09	3,06	5608,64	1,14	15	Vérifier
	YY	2,09	2,21	2996,76	1,54	15	Vérifier
En appui	XX	-0,738	2,21	2996,76	0,54	15	Vérifier
	YY						

Vérification de la flèche

Sens parallèle à x

$$\frac{e}{l_x} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right] \implies 0,55 > 0,042 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \implies 2,41 * 10^{-3} \leq 5 * 10^{-3} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$e \leq 8m \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Calcul d'une dalle sur 3 appuis (type 2)

Dans notre cas $\rho = 0,82 > 0,4 \implies$ La dalle travail sur 2 sens.

$$G = 5,18 \text{KN/m}^2$$

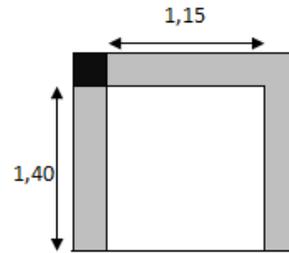


FIGURE 3.8 – Dalle sur trois appuis

$$Q = 3,5 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1\text{ml} = 12,24 \text{NK/ml}$$

$$p_s = (G + Q) * 1\text{ml} = 8,68 \text{NK/ml}$$

Calcul des moments isostatique

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1. \quad l_x < \frac{l_y}{2} \implies \begin{cases} M_0^x = \frac{P * l_x^2 * l_y}{3} - \frac{2 * P * l_x^2}{3} \\ M_0^y = \frac{P * l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2. \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} \implies \begin{cases} M_0^x = \frac{P * l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} \end{cases}$$

Dans notre cas les panneaux vérifie le deusième cas :

$$l_x = 1,15\text{m} \geq \frac{l_y}{2} = 0,7\text{m}$$

ELU :

$$M_0^x = \frac{p_u * l_y^3}{24} \implies M_0^x = \frac{12,24 * 1,4^3}{24} = 1,40 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p_u * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p_u * l_y^3}{48} = \frac{12,24 * 1,4^2}{8} \left(1,15 - \frac{1,4}{2} \right) + \frac{12,24 * 1,4^3}{48} = 2,05 \text{KN.m}$$

Calcul du moment en travée

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 0,85 * 1,4 = 1,19 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 0,85 * 2,05 = 1,74 \text{KN.m}$$

Calcul du moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^y = -0,3 * 1,74 = -0,52\text{KN.m}$$

ELS :

$$M_0^x = \frac{p_s * l_y^3}{24} = \frac{8,68 * 1,4^3}{24} = 0,99\text{KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p_s * l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{p_s * l_y^3}{48} \implies \frac{8,68 * 1,4^2}{8} (1,15 - \frac{1,4}{2}) + \frac{8,68 * 1,4^3}{48} = 1,45\text{KN.m}$$

Calcul du moment en travée à ELS

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 0,85 * 0,99 = 0,84\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 0,85 * 1,45 = 1,25\text{KN.m}$$

Calcul du moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_t^x = -0,3 * 1,25 = -0,37\text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple.

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

TABLE 3.14 – Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis de type 2.

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adopt} (cm ²)
En travée	XX	1,19	0,0049	0,006	0,129	0,26	1,3	4HA10 = 3,14
	YY	1,74	0,0072	0,009	0,129	0,39	1,2	3HA8 = 1,51
En appui	XX	-0,52	0,0021	0,0027	0,129	0,115	1,3	4HA10 = 3,14
	YY	-0,52	0,0021	0,0027	0,129	0,115	1,2	3HA8 = 1,51

Vérification aux états limites (ELU et ELS)**a)-Vérification à l'ELU****Espacement des armatures(F.N)**

- Armature// l_x : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \implies S_t = 25\text{cm}$
- Armature// l_y : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \implies S_t = 25\text{cm}$

Les armatures de répartitions

$$A_y = (A_s/4) = (3,14/4) = 0,785\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On choisit : } 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b * f_{c28}}$$

$$\tau_u = \frac{4,99 * 10^{-3}}{1 * 0,13} = 0,038\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} \Rightarrow V_u = \frac{12,24 * 1,15}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} = 4,99\text{KN}$$

La condition de l'effort tranchant est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

b)-Vérification à L'ELS

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

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

Le moment d'inertie

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

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

TABLE 3.15 – Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	XX	0,84	3,06	5608,64	0,46	15	Vérifier
	YY	1,25	2,21	2996,76	0,92	15	Vérifier
En appui	XX	-0,37	3,06	5608,64	0,20	15	Vérifier
	YY	-0,37	2,21	2996,76	0,27	15	Vérifier

Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20M_0^x} \Rightarrow \frac{0,15}{1,15} = 0,13 \geq 0,042 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{\bar{A}}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,41 * 10^{-3} \leq 5 * 10^{-3} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

schéma ferrailage des dalles

TABLE 3.16 – Schéma de ferrailage.

	Coupe A-A	Vue en plan
D1		
D2 (Balcon)		

3.3 Étude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations aux quelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminé le ferrailage qu'il lui convient.

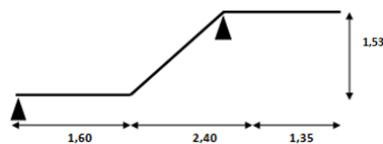


FIGURE 3.9 – Coupe en élévation de l'escalier

Dans notre structure on a un seul types d'escalier , ce type est composé de :

- Deux palier d'épaisseur 15cm
- Deux volées parallèle d'épaisseur 20cm

L'escalier travail à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargé.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivants :

- La méthode de charge équivalentes
- La méthode RDM

Calcul des sollicitations par la méthode de RDM

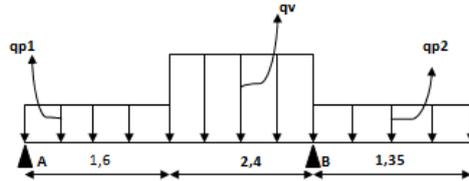


FIGURE 3.10 – Schéma statique après la projection d'escalier

Évaluation de charge

$$\text{Volée : } \begin{cases} G_v = 9,43\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier : } \begin{cases} G_p = 5,18\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison de charge

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u^v = (1,35G_v) + (1,35Q_v) = 16,48\text{KN/m} \\ q_u^p = (1,35G_p) + (1,35Q_p) = 10,74\text{KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} q_s^v = G_v Q_v = 11,93\text{KN/m} \\ q_s^p = G_p Q_p = 7,68\text{KN/m} \end{cases}$$

Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 1,35q_p + 2,4q_v + 1,6q_p$$

ELU : 71,163KN

ELS : 51,288KN

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \begin{cases} \text{ELU : } 48,01\text{KN} \\ \text{ELS : } 34,6176\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \begin{cases} \text{ELU : } 23,144\text{KN} \\ \text{ELS : } 16,6704\text{KN} \end{cases}$$

Les sollicitations

Moment fléchissant :

Trançon1 : $0\text{m} < x < 1,6\text{m}$

Pour $X = 0\text{m}$ $M = 0\text{KN.m}$; $T = -23,144\text{KN}$

Pour $X = 1,6\text{m}$ $M = 23,76\text{KN.m}$; $T = 5,96\text{KN}$

$$M = -5,37x^2 + 23,144x$$

$$T = 10,74x - 23,144$$

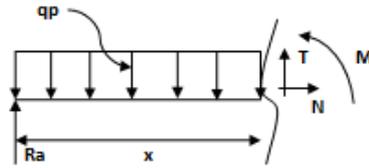


FIGURE 3.11 – Schéma statique de trançon 1

$$M = -8,24x^2 + 26,368x - 21,094$$

$$T = 16,48x - 32,328$$

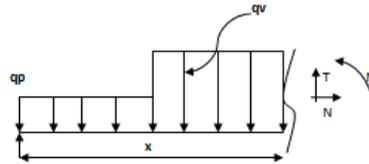


FIGURE 3.12 – Schéma statique de trançon 2

Trançon2 : $1,6m < x < 4m$

Pour X = 1,6m	M = 23,28KN.m	; T = -5,96KN
Pour X = 4m	M = -9,88KN.m	; T = 33,59KN

Trançon3 : $0m < x < 1,35m$

$$M = 5,37x^2$$

$$T = -10,74$$

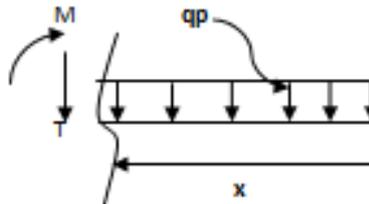


FIGURE 3.13 – Schéma statique de trançon 3

Pour X = 0m	M = 0KN.m	; T = 0KN
Pour X = 1,35m	M = 9,79KN.m	; T = -14,499KN

Calcul de M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

$$\text{Calcul de } X \implies \frac{dM}{dX} = 0 \implies x = 1,96m$$

$$M_0^{\max} = 24,35KN.m$$

$$T^{\max} = 33,59KN$$

Calcul des moments réels

$$M_a = -0,5M_0^{max} = -12,17\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_0^{max} = 18,26\text{KN.m}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

TABLE 3.17 – Sollicitation dans l’escalier.

Position	Réaction d’appui (KN)		M ₀ ^{max} (KN.m)	Moments (KN.m)		V ^{max} (KN)
	R _a (KN)	R _b (KN)		M _t ^{max}	M _a ^{max}	
ELU	23,144	48,01	24,35	18,26	12,17	33,59
ELS	16,6704	16,67	17,64 17,64	13,23	8,82	24,66

Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple avec (M_t^{max} et M_a^{max}) pour une section rectangulaire (b*h)=(1m*e)

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 100\text{cm} \\ d = 18\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \end{cases}$$

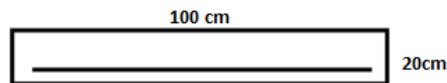


FIGURE 3.14 – Section d’escalier à ferrailler

Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

TABLE 3.18 – Ferrailage d’escalier.

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calcul} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopt} (cm ² /ml)	S _t cm
Travée	18,26	0,039	0,050	0,176	2,97	2,17	4HA10=3,14	25
Appui	-12,17	0,026	0,032	0,177	1,97	2,17	3HA10=2,36	25

Vérification de l’effort tranchant

$$V_u^{max} = 33,59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,186\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armature de répartition

On a une charge répartie, donc $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{princip}}}{4}$

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,785\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ On choisit :3HA10 = 2,36cm²/ml

$S_t = 33\text{cm}$

En appuis : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,59\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ On choisit :3HA10 = 2,36cm²/ml

$S_t = 33\text{cm}$

Vérification des espacements

On a F.P.N, donc

En travée : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.....$ Condition vérifiée

En appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.....$ Condition vérifiée

Armature de répartition

$S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.....$ Condition vérifiée

Vérification à L'ELS**La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I}y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre

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

Moment d'inertie

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

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

TABLE 3.19 – Vérifications des contraintes.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	13,23	3,67	11319,46	4,29	15	Vérifiée
Appui	8,82	3,23	8845,77	3,29	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivant n'est pas observée :

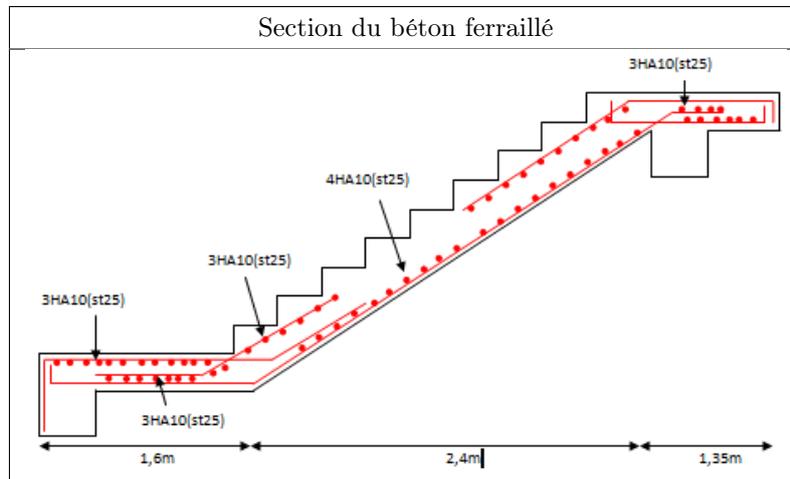
1. $h \geq \max\left(\frac{l}{16}; \frac{M_t^{\max} * l}{10M_0}\right) \implies 0,20 < \max(0,25; 0,29) \dots\dots \text{Non vérifiée}$
2. $A_t \leq \frac{3,6bd}{f_e} \implies 3,14 * 10^{-4} < 1,62 * 10^{-3} \dots\dots \text{vérifiée}$
3. $L \leq 8m \implies L = 5,35m < 8m \dots\dots \text{vérifiée}$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée on procède à la vérification de la flèche

TABLE 3.20 – Vérification de la flèche.

Évaluation des charges						
q_{jser} (KN/m)		q_{gser} (KN/m)			q_{pser} (KN/m)	
5,56		7,08			9,58	
Évaluation des charges en travée						
M_{jser} (KN.m)		M_{gser} (KN.m)			M_{pser} (KN.m)	
14,92		18,99			25,70	
Propriété de la section						
y (cm)	I_0 (cm)	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)
10,13	269617,69	$1,74 * 10^{-3}$	12,068	4,81	32164,195	10818,86
Contraintes						
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)	
283,32		358,52			488,08	
Inertie fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)	I_{fvg} (cm ⁴)
0,094	0,19	0,32	138952,66	90065,79	61002,48	296579,45
Evaluation de la flèche						
f_{ji}		f_{gi}		f_{gv}	f_{pi}	
$9,20 * 10^{-4}$		$1,48 * 10^{-3}$		$1,857 * 10^{-3}$	$2,037 * 10^{-3}$	
$1,49 * 10^{-3} < \rho_{adm} = \frac{l}{500} = 8 * 10^{-3}m$						

TABLE 3.21 – Schéma de ferrailage d’escalier



3.4 Étude de la poutre palière

C'est un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment, elle reçoit des efforts, des moments et les transmet sur les appuis.

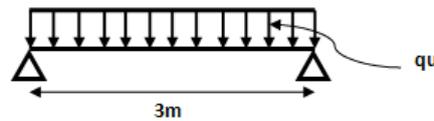


FIGURE 3.15 – Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement :

$$L_{max} = 300\text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \implies 18 \leq h \leq 27$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots(\text{RPA.VII.7.5}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On prend : } h = 40\text{cm} \quad b = 35\text{cm}$$

Les charges reprise par la poutre palière :

- Poids propre $G_0 = 0,4 * 0,35 * 25 = 3,5\text{KN/ml}$
- La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction de la volée sur la poutre palière au point B

ELU :

$$R_B = 48,01\text{KN}$$

ELS :

$$R_B = 16,67\text{KN}$$

ELU :

$$q_u = 1,35G_0 + R_B = 52,73\text{KN/m}$$

ELS :

$$q_s = G_0 + R_B = 20,17\text{KN/m}$$

Calcul des moments

$$\begin{aligned} \text{ELU :} \\ M_0 &= \frac{P_u * l^2}{8} = 59,32\text{KN.m} \\ M_t &= 0,85M_0 = 50,42\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS :} \\ M_0 &= \frac{q_s * l^2}{8} = 22,69\text{KN.m} = \\ M_t &= 0,85M_0 = 17,14\text{KN.m} \end{aligned}$$

Moment en appui

$$\begin{aligned} \text{ELU :} \\ M_a &= -0,5M_0 = -29,66\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS :} \\ M_a &= -0,5M_0 = -11,34\text{KN.m} \end{aligned}$$

L'effort tranchant

$$V^{\max} = \frac{ql}{2} = 79,09\text{KN}$$

Ferraillage à la flexion simple

TABLE 3.22 – Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	50,42	0,07	0,09	0,36	4,02	1,605
Appui	-29,66	0,041	0,052	0,37	2,3	1,605

Calcul à la torsion

La poutre palière est soumise à la torsion provoqués par la flexion de l'escalier.
Le moment de torsion M_{tor} est engendré par la charge ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à L'ELU :

$$\text{Tel que : } M_t = M_a^{\text{escalier}}$$

$$\text{Donc : } M_{tor} = M_a^{\text{escalier}} * \frac{l}{2} = 12,17 * \frac{3}{2} = 18,25\text{KN.m}$$

Selon le BAEL91/99 la contrainte tangente de torsion est données par la formule :

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e}$$

μ : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{b} = \frac{40}{6} = 6,67\text{cm}$$

$$\Omega = [b - e] * [h - e] = 0,094\text{m}^2$$

$$\mu = 2 * [(h - e) + (b - e)] = 1,23\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 3,43\text{cm}^2$$

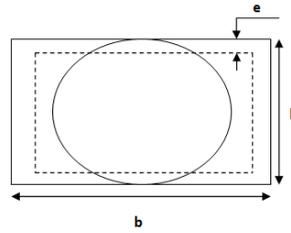


FIGURE 3.16 – Section creuse équivalente

En travée : $A^t = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tors}}}{2} = 5,73\text{cm}^2$ Soit 3HA10 + 3HA14 = 6,98cm²

En appui : $A^a = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tors}}}{2} = 4,01\text{cm}^2$ Soit 3HA14 = 4,62cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flex}}^2 + \tau_{\text{Tors}}^2}$$

$$\tau_{\text{flex}} = \frac{V_u}{bd} = 0,59\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{Tors}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * e} = 1,45\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,55\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3f_{c28}; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 20\text{cm}$

• Flexion simple : $A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} = 0,7\text{cm}^2$

• Torsion : $A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * s_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 0,74\text{cm}^2$

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{tor}} = 0,7 + 0,558 = 1,25\text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01cm²

Vérification à L'ELS

TABLE 3.23 – Vérification des états limites de compression du béton de la poutre palière.

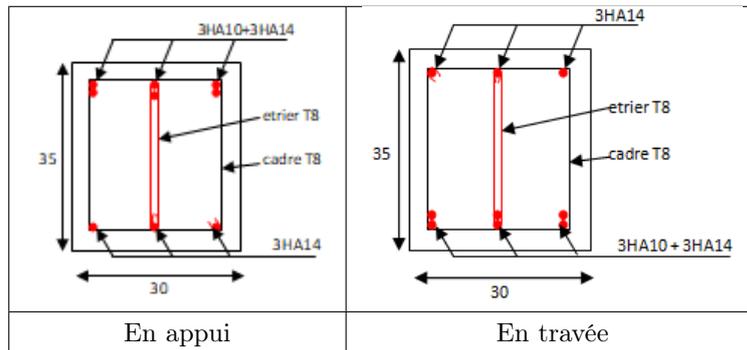
	M KN.m	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	17,14	12,38	90859,93	2,335	15	Vérifiée
En appui	-11,34	10,44	58962,56	2,007	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0,116 \geq 0,084 \dots \dots$ Condition vérifiée
 $A_t < \frac{4,2bd}{f_e} \Rightarrow A_t = 6,98\text{cm}^2 < 13,9\text{cm}^2 \dots$ Condition vérifiée
 Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

TABLE 3.24 – Schéma de ferrailage de la poutre palière



3.5 Étude de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour quelle puisse supporté les charges importantes(machine+ascenseur)qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 1,5\text{m}$ et $l_y = 1,5\text{m}$
 $S = 1,5 * 1,5 = 2,25\text{m}^2$
 $e > \frac{l_x}{20} = \frac{150}{20} = 7,5$ Soit $e = 13\text{cm}$

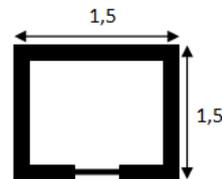


FIGURE 3.17 – Vue en plan de la cage d'ascenseur

Évaluation des charges et surcharges

- Poids de la dalle en béton armé :
 $G_1 = \rho * e = 25 * 0,15 = 3,25\text{KN/m}^2$
- Poids du revêtement en béton($e = 5\text{cm}$) :
 $G_2 = \rho * e = 22 * 0,05 = 1,1\text{KN/m}^2$
- Poids de la machine :

$$G_3 = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{2,25} = 45,33 \text{KN/m}^2$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,35 \text{KN/m}^2$$

$$G_{\text{Total}} = G_1 + G_2 + G_3 = 50,18 \text{KN/m}^2$$

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

Combinaison des charges

Cas d'une charge répartie :

ELU :

ELS :

$$1,35G_{\text{total}} + 1,5Q = 69,24 \text{KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} + Q = 51,18 \text{KN/m}^2$$

Calcul des sollicitation

Calcul des moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{Travaille sur deux sens}$$

ELU :

ELS :

$$M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 = 5,73 \text{KN.m}$$

$$M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 = 5,03 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 5,73 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 5,07 \text{KN.m}$$

Sachant que à ELU :

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

à ELS

$$\mu_x = 0,0441$$

$$\mu_y = 1$$

Moment réel en travée

ELU :

ELS :

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 4,83 \text{KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 4,30 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 4,83 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 4,30 \text{KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -1,72 \text{KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -1,52 \text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1ml de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple Avec $d = 10\text{cm}$

TABLE 3.25 – ferrailage de la dalle d'ascenseur .

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A^{adopt} (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	X X	4,87	0,020	0,025	0,125	1,08	4HA10=3,14	25
	Y Y	4,87	0,020	0,025	0,125	1,08	4HA8=2,01	25
Apuis	X X	1,72	0,007	0,0089	0,129	0,39	3HA8=1,51	25

Vérification à L'ELU**Vérification de la condition non fragilité**

$$e > 12\text{cm} \quad f_e = 400\text{MPa} \quad \rho_0 = 0,0008 \quad \rho > 0,4$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e = 1,04\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 * b * e = 1,04\text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u l_x}{2} \frac{l_y}{l_x^4 + l_y^4} = 25,96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,20\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification à L'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

TABLE 3.26 – Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
En travée	XX	4,30	2,63	3164,70	3,57	15	Vérifier
	YY	4,30	2,17	2189,07	4,26	15	Vérifier
En appui	XX	1,52	1,91	1714,66	1,69	15	Vérifier
	YY						

Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée appliquée à la surface de la dalle sur aire ($a_0 * b_0$), elle agit uniformément sur une aire ($\mu * V$) située sur le plan moyen de dalle.

($a_0 * b_0$) : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$\mu * V$: Surface d'impact

a_0 et μ : dimensions suivant le sens x-x'

b_0 et V : dimensions suivant le sens y-y'

$h_1 = 5\text{cm}$ (épaisseur de revêtement sur la dalle)

$h_0 = 20\text{cm}$ (épaisseur de la dalle en béton)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement

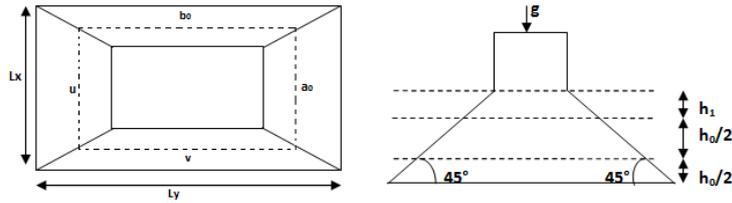


FIGURE 3.18 – Schéma représentant la surface d'impact

Calcul du rectangle d'impact

$$\mu = a_0 + h_0 + 2\xi * h_1 \quad V = b_0 + h_0 + 2\xi * h_1$$

On a une vitesse $V = 1 \text{ ml/S} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}$ et $b_0 = 80 \text{ cm}$

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

Donc : $\mu = 80 + 20 + 2 * 1 * 5 = 110 \text{ cm}$ $V = 80 + 20 + 2 * 1 * 5 = 110 \text{ cm}$

Calcul des sollicitation

$$M_x = P_u * (M_1 + V * M_2)$$

$$M_y = P_u * (M_2 + V * M_1)$$

à L'ELU $\vartheta = 0$ à L'ELS $\vartheta = 0,2 \Rightarrow$ Avec : ϑ : coefficient de poisson

M_1 et M_2 : Sont des valeur lues à partir des tableaux de PIGEAUD

M_1 et M_2 sont en fonction de :

$$\frac{\mu}{l_x} = 0,73 \quad \text{et} \quad f = 1$$

$$\frac{V}{l_y} = 0,73 \quad \text{et} \quad f = 1$$

En se référent à l'annexe 3 on trouve : $M_1 = 0,058$ et $M_2 = 0,058$

Évaluation des moments M_x^1 et M_y^1 du système de levage

à L'ELU :

$$M_{x1} = P_u M_1$$

$$M_{y1} = P_u M_2$$

On a : $g = D_m + P_m + P_p = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$

$P_u = 1,35g = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN}$; $P_s = G = 103,3 \text{ KN}$

Donc : $M_{x1} = M_{y1} = 8,08 \text{ KN.m}$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle

$$q_u = 1,35G' + 1,5Q = 7,37 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$M_x^2 = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0,61 \text{KN.m}$$

$$M_y^2 = \mu_y * M_{x2} = 0,61 \text{KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,29 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,29 \text{KN.m}$$

Moment en travée

sens X-X :

$$M_t^x = 0,85 M_x = 5,35 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t^y = 0,85 M_y = 5,35 \text{KN.m}$$

Moment au appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 * M_x = -1,88 \text{KN.m}$$

Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur à la flexion simple en prenant $d = 10 \text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 3.27 – ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	$A^{adopté}$ (cm^2/ml)	S_t
En travée	XX	5,35	0,037	0,048	0,098	1,57	4HA10 = 3,14	25
	YY	5,35	0,037	0,048	0,098	1,57	4HA8 = 2,01	25
En appui	XX	1,88	0,013	0,016	0,099	0,54	3HA8 = 1,51	25
	YY							

Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3 - \rho}{2} * b * e = 1,04 \text{cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 * b * e = 1,04 \text{cm}^2$$

Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0,045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93(Article.A.2.4.2)}$$

Avec : P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle

μ_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(\mu + V) = 2(110 + 110) = 440\text{cm}$$

$$P_u = 139,45\text{KN} < 0,045\mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 429\text{KN} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

Vérification de l'effort tranchant

On a : $\mu = V$ Donc : $V_u = \frac{P_u}{3 * V} = 42,26\text{KN}$

$$V_u^{\text{max}} = 42,26\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} = 0,128\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \rightarrow \text{La condition vérifiée(pas de risque de cisaillement)}$$

Vérification à L'ELS

Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = g = 103,3\text{KN}$$

$$M_x = q_{\text{ser}}(M_1 + VM_2) = 12,58\text{KN.m}$$

$$M_y = q_{\text{ser}}(M_2 + VM_1) = 12,58\text{KN.m}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} due au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 5,35\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{\text{ser}} * l_x^2 = 0,53\text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0,53\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Superposition des moments} \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 13,11\text{KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 13,11\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{moments en travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 11,14\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 11,14\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en appui } M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = -3,93\text{KN.m}$$

Vérification des contraintes : Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLE 3.28 – Vérification des contraintes

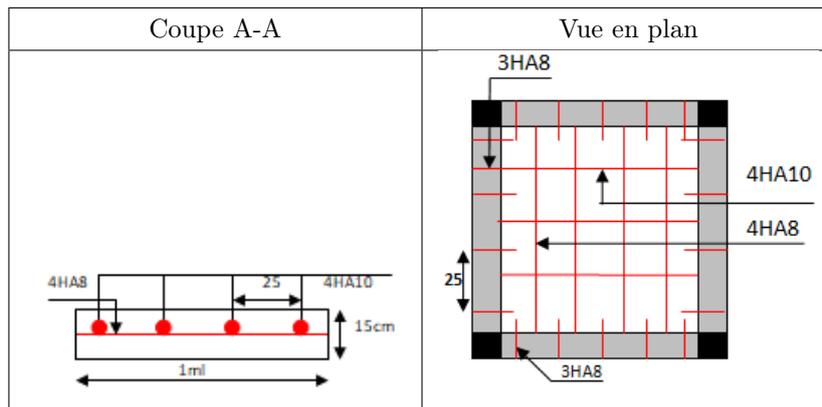
Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	XX	13,11	2,63	3164,70	10,89	15	Vérifier
	YY	13,11	2,17	2189,07	12,99	15	Vérifier
En appui	XX	3,93	1,91	1714,66	4,38	15	Vérifier
	YY						

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \implies 0,087 \geq 0,085 \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies 0,0031 \leq 0,01 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

TABLE 3.29 – Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



3.6 Étude de l'acrotère

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre et un effort latérale (Q = 1KN/ml) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

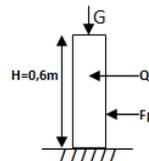


FIGURE 3.19 – Schéma statique de l'acrotère

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration considérée comme préjudiciable
- Le calcul se fait pour une bande de 1ml

La force sismique horizontale F_p est donné par la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{RPA(Art.6.2.3)}$$

• : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II_a A=0,15)

• : Facteur de force horizontale varie entre (0,3 et 0,8)

$$\rightarrow C_p = 0,8 \quad (\text{Tab.6.1 du RPA99})$$

• : Le poids de l'acrotère $\rightarrow W_p = 2,132 \text{ KN/ml}$ et $F_p = 1,023 \text{ KN}$

Calcul du centre de gravité de la section

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0,06 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,327 \text{ m}$$

Calcul des sollicitation**Moment engendré par les effort normaux**

$$\begin{cases} N_G = 2,132 \text{ KN/m} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q * h = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{fp} = F_p * Y_G = 0,334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

TABLE 3.30 – Sollicitations de calcul de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	ELU accidentelle	ELU fondamentale	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,132	2,878	2,132
M (KN.m)	0,934	0,6	0,6

Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,934}{2,132} = 0,438 \text{ m}$$

$\frac{H}{6} = 1 \text{ m} < e_1 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer " e_1 " par " e " qui est l'excentricité réel de calcul

$$e = e_1 + e_2 + e_a \quad \text{avec :}$$

e_1 :Excentricité structurale

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

e_a :Excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

h : hauteur de la section

ϕ :le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sans la charge considérée

α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots \dots \text{RPA(ArtA.4.3.5)}$$

$L_f = 2 * l_0 = 1,2\text{m}$ L_f :Langueur de flambement

$$e_2 = \frac{3 * 1,2^2 * 2}{10^4 * 0,1} = 0,00864\text{m} \quad \text{D'où } e = 0,466\text{m}$$

Les sollicitations corrigée pour le calcul sont :

$$N_u = 2,878\text{KN}$$

$$M_u = N_u * e = 1,34\text{KN.m}$$

Ferraillage

$$h = 10\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}; \quad d = 7\text{cm}$$

$$\text{Selon le BAEL91} \quad M_f = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,40\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,025; \quad z = 0,069; \quad A = \frac{M_u \wedge}{z f_{st}} = 0,58\text{cm}^2$$

$$\text{Ainsi la section à la flexion composée sera : } A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,49\text{cm}^2$$

Vérification à L'ELU

Vérification de la condition non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85\text{cm}^2 > A$$

Donc en ferraille avec A_{\min} → On adopte 4HA12=4,52 cm²/ml

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \rightarrow \text{on adopte 4HA10}=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement**Armature principale**

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{On adopte} \quad S_t = 25\text{cm}$$

Armature répartitions

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{On adopte} \quad S_t = 25\text{cm}$$

Vérification au cisaillement

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

$$V_u = F_p + Q = 1,023 + 1 = 2,023\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} = 0,025\text{MPa} < \bar{\tau} \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i} \quad \text{avec : } \sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 4 * 3,14 * 8 = 100,48\text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{2,023 * 10^{-3}}{0,9 * 0,07 * 100,48 * 10^{-3}} = 0,32\text{MPa}$$

$$\tau_s = 0,6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83\text{MPa} \quad \text{Avec } \Psi = 1,5 \text{ pour des aciers HA}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * y_{ser}}{\mu_t} \quad \sigma_s = \frac{15N_{ser}(d - y_{ser})}{\mu_t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) \implies \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre

$C = d - e_1$ Avec : e_1 : distance du centre de pression (C) à la fibre la plus comprimée de la section

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,30\text{m} > d$$

(C) : est à l'intérieur de la section

$$C = 0,07 - 0,3 = -0,23\text{m} \quad ; y_{ser} = y_c + C$$

$$y_c^3 + P * y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$q = -2c^3 + 90A * \frac{(d - c)^2}{b} = 0,029\text{m}^3$$

$$P = -3C^3 + 90A * \frac{(d - c)}{b} = -0,167\text{m}^2$$

En remplace (P) et (q) par leurs valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$y = 0,47\text{m}; \quad y_{\text{ser}} = -0,23\text{m}; \quad \mu_t = 0,0269$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,018\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0,39\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,66\text{MPa}$$

Schéma de ferrailage

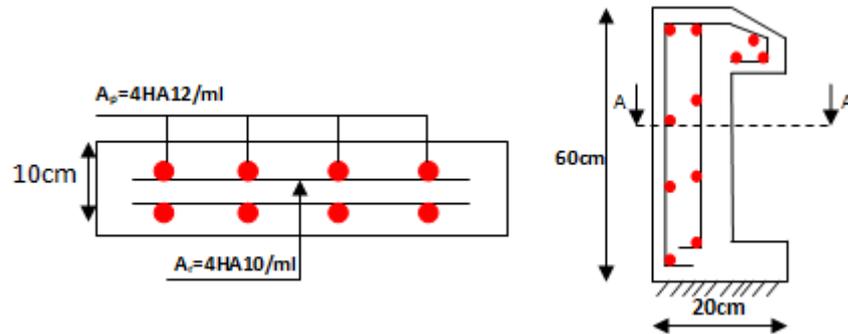


FIGURE 3.20 – Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.7 Étude de la poutre de chaînage

On prend le cas le plus défavorable, dans notre cas on adopte $h = 40\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$

Calcul des sollicitations

- Poids propre $P_p = 25 * 0,4 * 0,3 = 3\text{KN/m}$
- Poids du mur $P_m = 2,74(3,06 - 0,3) = 7,56\text{KN/m}$

$$P_u = 1,35(3 + 7,56) = 14,26\text{KN/ml}$$

$$P_u = 3 + 7,56 = 10,56\text{KN/ml}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 64,17\text{KN.m} \\ V_u = \frac{P_u * l}{2} = 42,78\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } M_s = \frac{P_s l^2}{8} = 47,52\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^u = 0,85M_u = 54,54\text{KN.m} \\ M_t^s = 0,85M_s = 40,61\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^u = -0,5M_u = -32,085\text{KN.m} \\ M_a^s = -0,5M_s = -23,76\text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage

TABLE 3.31 – Section de ferrailage de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	u_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travée	54,54	0,093	0,123	0,358	4,48	1,34	3HA14=4,52
En appui	-32,08	0,055	0,0707	0,359	2,56	1,34	3HA12=3,39

Schéma de ferrailage

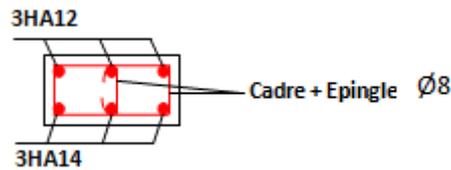


FIGURE 3.21 – Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Vérification à L'ELU

Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\bar{d}} = 0,385 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

Donc la condition vérifiée \implies Pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \implies \phi_t = 1,14 \text{cm}$$

Soit (Cadre + étrier) HA8 $\implies A_t = 4 \text{HA8} = 2,01 \text{cm}^2$

Calcul de l'espacement

1. $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \implies S_t \leq 33,3 \text{cm}$
2. $S_t \leq \frac{A_t * 0,8 f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 f_{t28})} \implies S_t \leq \frac{2,01 * 0,8 * 400}{30 * (0,385 - 0,3 * 2,1)} \implies S_t \leq 0$
3. $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \implies S_t \leq \frac{2,01 * 400}{0,4 * 30} \implies S_t \leq 67 \text{cm}$

On prend $S_t = 25 \text{cm}$

Vérification à L'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

TABLE 3.32 – Vérification des contraintes dans le béton.

	M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	40,61	10,87	59135,93	7,46	15	Vérifiée
En appui	-23,76	9,63	47023,16	4,86	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{e} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \implies 0,066 \geq 0,084 \dots \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies 0,0055 \leq 0,010 \dots \dots \dots \text{La condition Vérifiée}$$

On doit faire une évaluation de la flèche.

TABLE 3.33 – Vérification de la flèche.

f_{ji}	f_{gi}	f_{gv}	f_{pi}	Δ_f	f	Observation
$1,61 \cdot 10^{-3}$	$2,433 \cdot 10^{-3}$	$5,12 \cdot 10^{-3}$	$3,984 \cdot 10^{-3}$	$5,074 \cdot 10^{-3}$	0,012	Vérifiée

3.8 Conclusion

Au cours de ce chapitre on as déterminer les sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, ainsi qu'une étude des poutrelles afin de les ferailés.

Le chapitre suivant consiste à l'étude dynamique de la structure

CHAPITRE 4

ÉTUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui se produit par une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Ce phénomène est impossible de le prévoir, ce qui engendre des dégâts humains et matérielles.

Le but de ce chapitre consiste à l'étude dynamique de la structure afin de déterminer les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

4.2 Méthode de calcul

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques 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 notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites.

A cet effet, nous utiliserons 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 * A * (1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 * \eta * (1,25A) * (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 * \eta * (1,25A) * (\frac{Q}{R}) * (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 * \eta * (1,25A) * (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}} * (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} * (\frac{Q}{R}) & T > 3,0 s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : Période propre.

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

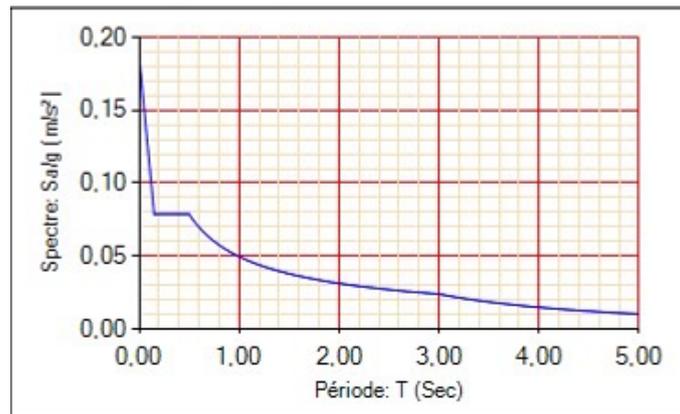


FIGURE 4.1 – Spectre de réponse.

4.2.1 Modélisation

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

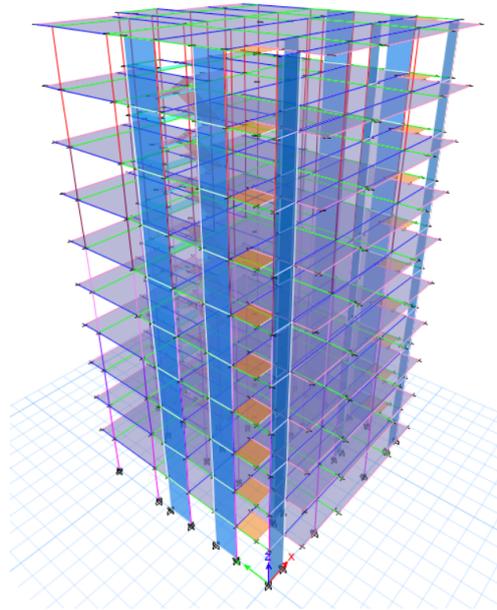


FIGURE 4.2 – Vue en 3D de la structure.

4.3 Disposition des voiles

Après avoir tester plusieurs dispositions afin d'aboutir un meilleur comportement de la structure on a opté pour la disposition suivante :

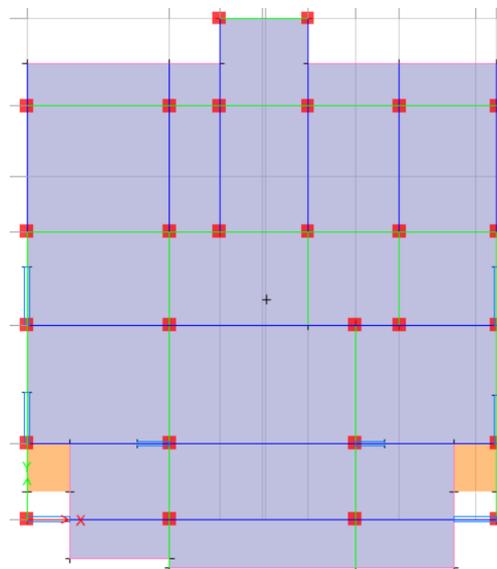


FIGURE 4.3 – Schéma de disposition des voiles.

a. Modes de vibrations et taux de participation des masses

Les résultats obtenus pour les 12 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après :

TABLE 4.1 – Période de vibration et taux de participation massique

N°	Période (s)	Masse cumulées (%)		Masse modale (%)	
		U _x	U _y	U _x	U _y
1	0,833	0,754	0	0,754	0
2	0,699	0	0,7482	0,754	0,7482
3	0,595	$4,786 * 10^{-5}$	0,0001	0,754	0,7483
4	0,263	0,1249	$1,043 * 10^{-6}$	0,8789	0,7483
5	0,217	$8,283 * 10^{-7}$	0,1286	0,8789	0,8769
6	0,184	0,0000219	0,0002	0,879	0,8771
7	0,143	0,0454	$1,883 * 10^{-5}$	0,9243	0,8771
8	0,113	$3,48 * 10^{-5}$	0,0486	0,9244	0,9257
9	0,095	0,0001	0,0002	0,9245	0,9259
10	0,093	0,0259	0,0001	0,9504	0,926
11	0,072	0,002	0,0273	0,9505	0,9532
12	0,066	0,164	0,0003	0,7669	0,9535

Interprétation des résultats

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et dans le sens Y au bout du 8^{ème} mode.

4.3.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16

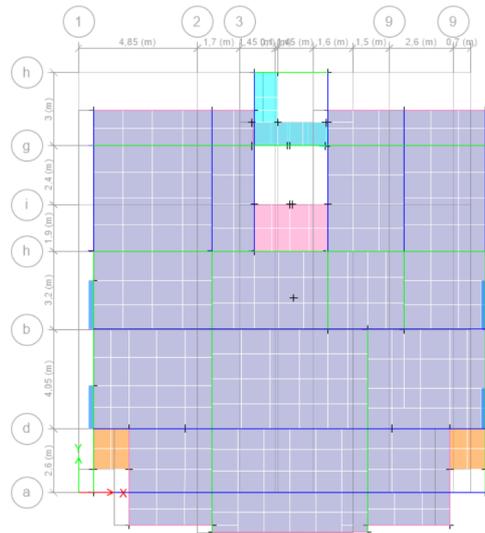


FIGURE 4.4 – 1^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X).

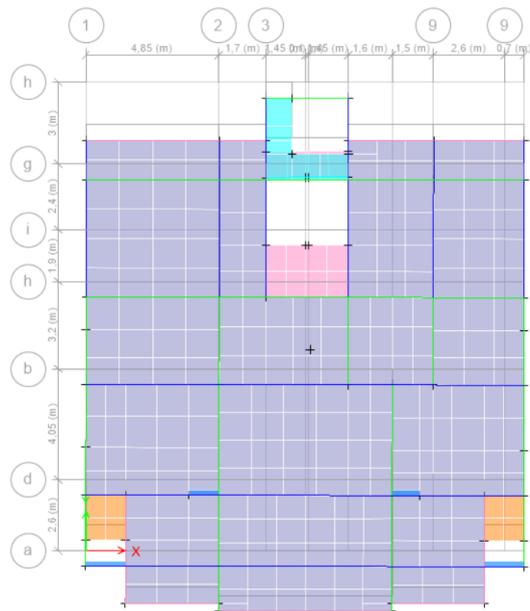


FIGURE 4.5 – 2^{ème} mode de déformation (translation suivant Y-Y).

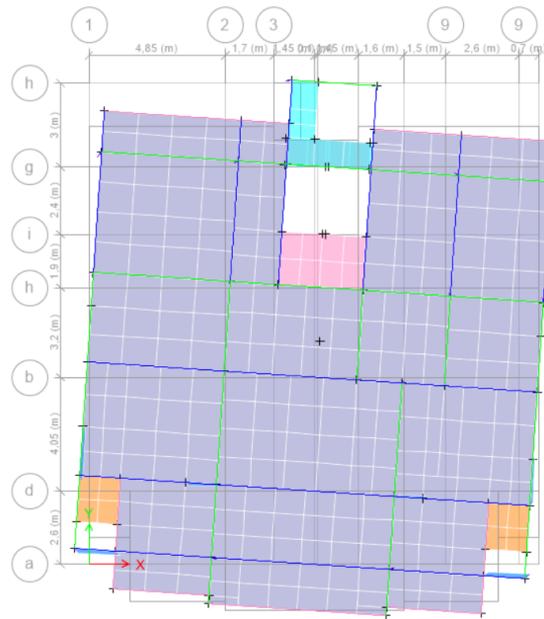


FIGURE 4.6 – 3^{ème} mode de déformation (translation suivant Z-Z).

b. Calcul de la force sismique V statique

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

$$V_{st} = A * D * Q * \frac{1}{R} * W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art(4.2.3)).$$

Tel que :

- A :coefficient d'accélération de la zone.....(RPA99/2003 Tableau(4.1)).
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.....(RPA99/2003(4.2)).
- R : Coefficient de comportement global de la structure(RPA tableau(4.3)).
- Q : Facteur de qualité.....(RPA(4.4)).
- W : Poids total de la structure.....(RPA(4.5)).

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure

- Coefficient d'accélération de la zone :
groupe d'usage 2 , zone II_a ⇒ A = 0,15.
- Coefficient de comportement globale de la structure :
Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portique/voiles avec justification de l'interaction ⇒ R=5.
- Facteur d'amplification dynamique moyen :
Le calcul de ce facteur dépend de la catégorie de site, du facteur de correction

d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériaux constitutif, du matériaux constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages $\xi = 10,00\%$

D'ou : $\eta = 0,76$

La période caractéristique (T_2)

Elle es en fonction de la catégorie du site S1, S2, S3, S4
 \Rightarrow type du site : S3 $\Rightarrow T_2 = 0,50s$

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un systhème mixte(Voile-portique)
 Donc :

$$\begin{cases} T = C_t H^{\frac{3}{4}} & \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Formule 4.6)} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Formule 4.7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_t = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (RPA99/2003 tab4.6)
 $T = 0,05 * (30,60)^{\frac{3}{4}} = 0,651s$

On a :
 $L_x = 15,95m \Rightarrow T_x = 0,690s \quad T_x = 0,65s$
 \Rightarrow

$L_y = 18,80m \Rightarrow T_y = 0,635s \quad T_y = 0,64s$
 Tel que :

L_x est la dimension projeté du bâtiment selon "X"
 L_y est la dimension projeté du bâtiment selon "Y"

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,602 \\ D_y = 1,628 \end{cases}$$

*Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003formule4.4)}$

Avec :

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

Les valeurs à retenir sont donnée dans le tableau suivant :

TABLE 4.2 – Valeurs des pénalités P_q

N°	Critère q	Obs	P_q/xx	Obs	P_q/yy
1	Condition minimale des files porteuses	non	0,05	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	non	0,05
3	Régularité en plan	oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Controle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Controle de qualité d'exécution	non	0,05	non	0,05

Les pénalités selon le sens X-X et Y-Y : $Q_x = 1,1$ et $Q_y = 1,1$

— Poid totalde la structure "W"

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003}$$

— W_{Gi} : Poid due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

— W_{Qi} : charge d'exploitation.

— β : coefficient de pondération est en fonction de la durée de la charge d'exploitation est $\beta = 0,20$

-Obtenue à partir du logiciel $\Rightarrow W = 28264,4436\text{KN}$

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

$$\begin{cases} V_{st}^x = 1494,22\text{KN} \\ V_{st}^y = 1518,478\text{KN} \end{cases}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

TABLE 4.3 – Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	$V_{dynamique}(\text{KN})$	$0,8V_{statique}(\text{KN})$	Observation
Sens XX	1656,88	1494,22	Vérifiée
Sens YY	1845,13	1518,478	Vérifiée

Interprétation des résultats

La condition des efforts tranchants est vérifiée.

4.3.2 Vérification des résultats selon RPA99/version2003

Selon l'article 4.2.4(4) RPA99/V2003, la période doit être majorée de 30%

Donc :

$$T_{\text{exp}} = 1,3T \Rightarrow T_{\text{exp}} = 0,846s$$

Vérification de la période numérique de la structure ($T_{\text{numérique}}$)

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp})

Il faut que : $T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{exp}}$

$T_{\text{numérique}} = 0,83s \leq T_{\text{exp}} = 0,846s \Rightarrow$ La période est vérifiée.

Vérification de l'interaction voile-portique**Sous charges verticales**

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

TABLE 4.4 – Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise(KN)			Pourcentage repris(%)		Observation
	Portiques	Voiles	Totale	Portique	Voiles	
Etage9	-2467,13	-611,899	-3079,03	80,13	19,87	Vérifiée
Etage8	-4955,59	-1188,35	-6143,94	80,66	19,34	Vérifiée
Etage7	-7550,72	-1696,05	-9246,77	81,66	18,34	Vérifiée
Etage6	-10117,6	-2227,98	-12345,6	81,95	18,05	Vérifiée
Etage5	-12820,2	-2673,54	-15493,7	82,74	17,26	Vérifiée
Etage4	-15478,2	-3162,28	-18640,5	83,04	16,96	Vérifiée
Etage3	-18293,1	-3544,85	-21837,93	83,77	16,23	Vérifiée
Etage2	-21043,7	-3988,21	-25031,88	84,07	15,93	Vérifiée
Etage1	-24000,4	-4280,49	-28280,86	84,86	15,14	Vérifiée
RDC	-26737,76	-4741,18	-31478,94	84,94	15,06	Vérifiée

Interprétation des résultats

Ces résultats montre que l'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

TABLE 4.5 – Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveau	Sens X-X					Sens Y-Y				
	Portique (KN)	VOILE (KN)	Total	P (%)	V (%)	Portique (KN)	VOILE (KN)	Total	P (%)	V (%)
RDC	827,20	795,88	1623,08	50,96	49,03	1097,914	712,574	1810,49	60,64	39,36
1 ^{er} étage	957,79	416,49	1377,28	69,54	30,24	888,550	704,682	1593,23	55,77	44,23
2 ^{ème} étage	925,73	374,09	1299,82	71,21	28,78	832,21	681,947	1514,16	54,96	45,04
3 ^{ème} étage	925,92	306,78	1232,7	71,22	24,38	714,432	708,342	1422,77	50,21	49,79
4 ^{ème} étage	800,33	336,45	1136,78	70,40	29,59	664,0452	643,071	1307,12	50,80	49,20
5 ^{ème} étage	754,78	270,98	1025,76	73,58	26,41	549,005	617,087	1166,09	47,08	52,92
6 ^{ème} étage	623,94	259,63	883,57	70,61	29,38	528,618	473,184	1001,8	52,77	47,23
7 ^{ème} étage	545,02	189,80	734,82	74,17	25,82	387,605	423,129	810,735	47,81	52,19
8 ^{ème} étage	360,38	184,34	544,72	66,15	33,84	238,650	304,270	587,921	48,25	51,75
9 ^{ème} étage	303,04	71,1557	369,72	76,38	23,80	136,478	136,478	272,958	50,00	50,00

Interprétation des résultats

Le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifier.

4.3.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \text{RPA99/V2003(Article 4.4.3)}$$

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-dire $\Delta_k < 1\% * h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage .

TABLE 4.6 – Vérification des déplacement

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y					Obs
		σ_{ek} (cm)	σ_k (KN)	σ_{k-1} (KN)	δ_k (cm)	$\frac{\delta_k}{h_k}$ (%)	σ_{ek} (cm)	σ_k (KN)	σ_{k-1} (KN)	δ_k (cm)	δ_k/h_k (%)	
RDC	306,00	0,106	0,193	0,00	0,53	0,17	0,011	0,06	0,00	0,06	0,02	Vérifiée
1 ^{er} étage	306,00	0,304	1,52	0,53	0,99	0,32	0,019	0,1	0,6	0,04	0,01	Vérifiée
2 ^{ème} étage	306,00	0,531	2,66	1,52	1,14	0,37	0,026	0,13	0,1	0,04	0,01	Vérifiée
3 ^{ème} étage	306,00	0,764	3,82	2,66	1,17	0,38	0,032	0,16	0,12	0,03	0,01	Vérifiée
4 ^{ème} étage	306,00	1,002	5,01	3,82	1,19	0,39	0,042	0,21	0,16	0,05	0,02	Vérifiée
5 ^{ème} étage	306,00	1,228	6,14	5,08	1,13	0,37	0,051	0,26	0,21	0,05	0,01	Vérifiée
6 ^{ème} étage	306,00	1,431	7,16	6,14	1,02	0,33	0,060	0,2	0,26	0,05	0,01	Vérifiée
7 ^{ème} étage	306,00	1,606	8,08	7,16	0,88	0,29	0,068	0,34	0,3	0,04	0,01	Vérifiée
8 ^{ème} étage	306,00	1,75	8,75	8,03	0,72	0,24	0,073	0,87	0,34	0,03	0,01	Vérifiée
9 ^{ème} étage	306,00	1,864	9,32	8,75	0,57	0,19	0,079	0,04	0,37	0,03	0,01	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 $P - \Delta$

L'effet $P - \Delta$ est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

"K" ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta * W_{Qi})$

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"

TABLE 4.7 – Vérification à l'effet P- δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y			Obs
			δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	306,00	28264,44	0,53	1623,08	0,030	0,06	1810,49	0,003	Vérifiée
1 ^{er} étage	306,00	25353,68	0,99	1377,28	0,060	0,10	1593,23	0,005	Vérifiée
2 ^{ème} étage	306,00	22442,92	1,14	1299,28	0,064	0,13	1514,16	0,006	Vérifiée
3 ^{ème} étage	306,00	19584,63	1,17	1232,7	0,061	0,16	1422,77	0,007	Vérifiée
4 ^{ème} étage	306,00	16726,33	1,19	1132,78	0,057	0,21	1307,12	0,009	Vérifiée
5 ^{ème} étage	306,00	13915,78	1,13	1025,76	0,050	0,26	1166,06	0,010	Vérifiée
6 ^{ème} étage	306,00	11105,23	1,02	883,57	0,042	0,30	1001,8	0,011	Vérifiée
7 ^{ème} étage	306,00	8341,992	0,88	734,82	0,033	0,34	810,735	0,011	Vérifiée
8 ^{ème} étage	306,00	5578,749	0,72	544,72	0,024	0,37	587,921	0,011	Vérifiée
9 ^{ème} étage	306,00	2852,478	0,52	369,72	0,013	0,40	272,958	0,014	Vérifiée

4.3.4 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} < 0,30 \quad ; \text{Avec :}$$

N_d : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B_c : L'aire de la section transversale du poteau.

f_{c28} : Est la résistance caractéristiques du béton égal à 25MPA.

TABLE 4.8 – Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée(cm ²)			N(KN)	ϑ	Observation
	b(cm)	h(cm)	aire(cm ²)			
RDC et Étage 1	55	55	3025	2069,1337	0,274	Vérifiée
Pot2,3	55	50	2750	1524,7609	0,222	Vérifiée
Pot4,5	50	50	2500	981,5001	0,157	Vérifiée
Pot6,7	50	45	2250	641,6269	0,114	Vérifiée
Pot8,9	45	45	2025	321,8367	0,064	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.

Ala fin on a opté pour les dimentions suivantes :

TABLE 4.9 – Dimension finale des éléments structureaux

Niveau	RDC et 1er	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème} et 9 ^{ème}
Poteau	55 * 55	55 * 50	50 * 50	50 * 45	45 * 45
Voiles	15cm				
Poutre principale	45 * 35cm ²				
Poutre secondaire	40 * 35cm ²				

Remarque

En a augmenté les sections des poteaux et poutres par rapport au pré-dimensionnement à cause de la vérification des interactions verticale.

4.4 Conclusion

La satisfaction des contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003 nous a permet d'aboutir à un meilleur comportement de la construction par le bilais de plusieurs essais

de disposition des voiles, et la modification des dimensions des éléments et des voiles.

La disposition réalisée au cours de ce chapitre nous a permis de répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux qui feront l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE 5

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction

Les charges permanentes, les charges d'exploitation ainsi que les actions sismiques soumet des actions sur les éléments principaux, d'où leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons de ces dernière actions.

Nous travaillons dans se chapitre avec les réglementations du BAEL91 et RPA99 qui nous dictent un certain nombre de combinaisons.

5.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant)à la base de la structure.

Leur ferraillement se fera à la flexion composé selon les combinaisons de calcul les plus défavorables introduites lors de la modélisation avec le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :(RPA99/2003).[1]

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots (1)$$

$$G + Q \dots \dots \dots (2)$$

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots \dots \dots (4)$$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1.Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$

2.Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$

3.Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

5.2.1 Recommandations du RPA99/2003

a)-Les armatures longitudinales

RPA99/2003(ART7.4.2.1) exige une certaine condition à respecter

- $A^{\min} = 0,8\%b * h$ en zone IIa

- $A^{\max} = 4\%b * h$ en zone courantes

- $A^{\max} = 6\%b * h$ en zone de recouvrements

- $\phi_l \leq 12\text{mm}$

-La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II

- $St \leq 25\text{cm}$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

TABLE 5.1 – Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm^2)	A_{\max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	24,2	121	181,5
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*50	22	110	165
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	16,2	81	121,5

5.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites de notre modèle fait à base du logiciel ETABSV16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 5.2 – Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC et 1 ^{er} étage	2254,18	6,947	-233,81	21,66	110,58	963,48	129,70
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1754,24	25,024	-67,14	53,39	106,74	724,33	112,32
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1288,64	27,3056	74,03	50,18	100,25	620,30	104,36
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	849,239	31,248	-15,22	9,43	84,84	512,33	81,20
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	429,21	29,335	-45,71	6,57	74,42	129,52	59,84

Remarque :

Dans ce tableau le signe(+) → Compression

Dans ce tableau le signe(-) → Traction

5.2.3 Calcul de ferrailage**a)-Les armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux de RDC et 1^{er} étage(55 * 55), et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$h = 55\text{cm}$, $b = 55\text{cm}$, $d = 50\text{cm}$, $d' = 5\text{cm}$

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

-Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$, $f_{bu} = 18,47\text{MPa}$

-Situation courante : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$, $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

a)-Calcul sous N_{\max} et M_{corr} (ELU) :

$N_{\max} = 2254,18\text{KN}$ $M_{\text{corr}} = 6,947\text{KN.m}$

$e_G = 0,00308\text{m} < \frac{h}{2} = 0,275\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d')b * h * f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 6,947 + 2254,18 * (0,50 - \frac{0,55}{2}) = 514,13 \text{KN.m}$
 $2254,18 * 10^{-3}(0,55 - 0,05) - 514,13 * 10^{-3} \leq (0,337 * 0,55 - 0,81 * 0,05) * 0,55 * 0,55 * 14,2$
 $0,61296 \leq 0,6222 \rightarrow$ la condition vérifiée \rightarrow donc la section est partiellement comprimé , le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{514,13 * 10^{-3}}{0,55 * 0,50^2 * 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,263 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \epsilon_s = \frac{3,5}{100} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,38 \text{m}$$

$$\epsilon_s = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,424 \text{m}$$

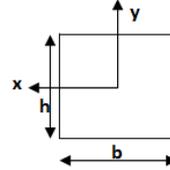


FIGURE 5.1 – Section du poteau à étudié

$$\epsilon_s = 3,5 * 10^{-3} > 1,74 * 10^{-3} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$A = A_1 = \frac{N}{f_{st}} = -24,01 \text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des différents niveaux.

TABLE 5.3 – Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section cm ²	Combinaison	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{RPA} cm ²
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	g+q+E _{Xmax}	4,12	24,2	4HA20+8HA16=28,65
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*50	g+q+E _{Xmax}	3,60	22	8HA16+4HA14=22,24
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	g+q+E _{Xmax}	4,06	20	4HA16+8HA14=20,36
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	g+q+E _{Xmax}	0,8	18	12HA14=18,47
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	g+q+E _{Xmax}	1,03	16,2	8HA14+4HA12=16,84

b)-Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante .

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * Vu}{h_t * f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99(Art7.4.2.2)}$$

h_1 : la section brute du poteau.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

-Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm})$.

-Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_1$.

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau

V_u :est l'effort tranchant de calcul

ρ :coefficient correcteur qui tient compte du mode de reptime par effort tranchant tel que :

$\rho = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\rho = 3,75$ si $\lambda_g < 5$ Avec λ_g élancement géométrique

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t * b_1}$ en pourcentage est :

$$A_t^{\min} = 0,3\%(t * b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\%(t * b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes .Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

TABLE 5.4 – Armatures transversales dans les poteaux

Niv	β (cm ²)	ϕ_e^{\min} (cm)	l_f (m)	λ_g	V_u (KN)	S_{tzone} nodale (cm)	S_{tzone} courante (cm)	ρ	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	55*55	1,6	2,142	3,89	129,70	10	15	3,75	2,21	3,025	6HA10 =4,71
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55*50	1,4	2,142	3,89	112,32	10	15	3,75	1,91	3,025	6HA10 =4,71
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50*50	1,4	2,142	4,28	104,36	10	15	3,75	1,95	2,75	6HA8 =3,02
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	1,4	2,142	4,28	81,20	10	15	3,75	1,52	2,75	6HA8 =3,02
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*45	1,2	2,142	4,76	59,84	10	15	3,75	1,25	2,47	6HA8 =3,02

Conformément au RPA99/V2003 et au BAEL99, le diamètre des armatures transversales est

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5.2.4 Vérifications

Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL99(Art4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

Exemple de calcul

on vérifie que : $N_d \leq N_u = \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Tel que : α est le coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0,6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Br :Section réduite du béton. , $Br = (a - 2)(b - 2)$

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

L_f : Longueur de flambement (0,7*1_o)

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

λ : Élanement du poteau prise : $\lambda = 3,46 * l_f/b$poteau rectangulaire.

TABLE 5.5 – Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ	α	A (cm ²)	Br (cm ²)	N _d ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	2,142	13,47	0,825	28,65	2809	2030,083	6198,37	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*50	2,142	13,47	0,825	22,24	2544	1499,97	4524,85	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	2,142	14,82	0,820	20,36	2304	979,61	4079,36	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	2,142	14,82	0,820	18,47	2064	640,64	3347,59	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	2,142	16,47	0,813	16,84	1849	321,48	3259,78	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes

Étant donné que 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.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} * V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots\text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} * V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots\text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b * h + 15(A + A'), \text{ section homogénéisée}$$

$$V = \frac{\frac{b * h^2}{2} + 15 * (A * d + A' * d')}{b * h + 15(A + A')}$$

et : $V' = h - v$; $d = h - 3$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} * (V^3 + V'^3) + 15 * A * (d - V)^2$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} * (\frac{h}{2} - V)$$

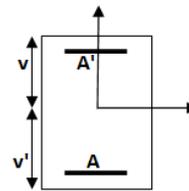


FIGURE 5.2 – Section d'un poteau

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

TABLE 5.6 – Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section	55*55	55*50	50*50	50*45	45*45
d (cm)	50	50	45	45	40
A (cm²)	28,65	22,24	20,36	18,47	16,84
V (cm)	30,29	29,93	27,7	24,97	24,44
V' (cm)	24,70	25,07	22,83	25,03	20,56
I_{yy}'(cm⁴)	952714,34	843843,36	629694,96	579904,73	410497,93
N_{ser}(KN)	1641,95	1277,98	939,05	619,22	313,56
M_{ser}(KN.m)	5,03	18,167	19,82	22,69	21,29
M_{ser}^G(KN.m)	45,58	49,21	45,17	22,50	27,37
σ_{bc1}(MPa)	6,30	5,89	5,09	2,45	2,64
σ_{bc2}(MPa)	3,61	2,68	1,89	1,48	0,31
σ̄_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/V2003(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.

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$ telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 5.7 – Vérification aux sollicitation tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	2,142	3,89	0,04	50	129,70	0,471	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*50	2,142	3,89	0,04	50	112,32	0,408	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	2,142	4,28	0,04	45	104,36	0,463	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	2,142	4,28	0,04	45	81,20	0,360	1	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	2,142	4,76	0,04	40	59,84	0,332	1	Vérifiée

Disposition constructive des poteaux

Selon le RPA99(Art7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

— Longueur des crochets $L = 10 * \phi_t = 10 * 1,2 = 12\text{cm}$

— Longueur de recouvrement $L_r > 40\phi_t$

$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 2 = 80\text{cm}$, On adopte $L_r = 85\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,6 = 64\text{cm}$, On adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,4 = 56\text{cm}$, On adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,2 = 48\text{cm}$, On adopte $L_r = 50\text{cm}$

Schémas de ferrillages

TABLE 5.8 – Schéma de ferrillage des poteaux

Poteau (RDC et 1 ^{er} étage) (55 * 55)			
Poteau (2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage) (55*50)			
Poteau (4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage) (50*50)			
Poteau (6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage) (50*45)			
Poteau (8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage) (45*45)			

5.3 Étude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8G \pm E_x$
- $0,8G \pm E_y$

5.3.1 Recommandation du RPA99

a)-Armatures longitudinales RPA99/2003(Art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa
Avec ϕ_{max} : le diamètre maximale d'armature dans la poutre
-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans la poutre de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90°
-Les cadres du noeud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 24 superposés formant un carré ou un rectangle
-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b)-Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003 * 5 * b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l) \rightarrow$ Zone nodale (zone II)
 - En dehors de la zone nodale $S \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ Zone courante(zone II)
- 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 de l'appui ou de l'encastrement.

5.3.2 Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA

-Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min})

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC + 1^{er} étage qui est sollicitée avec :

$$M_a = -114,14 \text{KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_t = 74,47 \text{KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$h = 45 \text{cm}, \quad b = 35 \text{cm}, \quad d = 42 \text{cm}, \quad f_e = 400 \text{MPa}, \quad f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{74,47 * 10^{-3}}{0,35 * 0,42^2 * 18,47}$$

$$\mu_{bu} = 0,065 \rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,065 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,082, \quad Z = 0,406, \quad A_t = 5,27 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\%(b * h) = 7,875 \text{cm}^2$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{114,14 * 10^{-3}}{0,35 * 0,42^2 * 18,47}$$

$$\mu_{bu} = 0,10, \quad \alpha = 0,132, \quad Z = 0,402$$

$$A_{min} = 7,875 \text{cm}^2, \quad A_a = 8,24 \text{cm}^2.$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutre.

TABLE 5.9 – Armatures longitudinales des poutres

Niveaux	Type	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
RDC et	PP	45*35	Appui	-114,14	8,24	7,875	3HA16+3HA12=9,42
			Travée	74,47	5,27		3HA16+3HA12=9,42
1 ^{er} étage	PS	40*35	Appui	-117,02	9,78	7	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	106,80	8,86		3HA16+3HA12=9,42
2 ^{ème} et	PP	45*35	Appui	-129,25	9,41	7,875	3HA16+3HA12=9,42
			Travée	85,25	6,06		3HA16+3HA12=9,42
3 ^{ème} étage	PS	40*35	Appui	-119,04	9,96	7	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	104,05	8,61		3HA16+3HA12=9,42
4 ^{ème} et	PP	45*35	Appui	-127,94	9,30	7,875	3HA16+3HA12=9,42
			Travée	82,15	5,83		3HA16+3HA12=9,42
5 ^{ème} étage	PS	40*35	Appui	-114,68	9,51	7	3HA16+3HA14=10,69
			Travée	97,87	8,07		3HA16+3HA12=9,42
6 ^{ème} et	PP	45*35	Appui	-115,52	8,35	7,875	3HA16+3HA12=9,42
			Travée	69,99	4,94		3HA16+3HA12=9,42
7 ^{ème} étage	PS	40*35	Appui	-95,05	7,85	7	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	77,17	6,28		3HA14+3HA12=8,01
8 ^{ème} et	PP	45*35	Appui	-93,63	6,69	7,785	3HA16+3HA12=9,42
			Travée	69,20	2,05		3HA16+3HA12=9,42
9 ^{ème} étage	PS	40*35	Appui	-71,93	5,83	7	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	52,73	4,22		3HA14+3HA12=8,01

5.3.3 Vérification des armatures selon le RPA99

-Longueur de recouvrement :

$L_r > 40\phi$ (zone IIa)

$\phi = 20\text{mm}$ On adopte $L_r = 80\text{cm}$.

$\phi = 16\text{mm}$ On adopte $L_r = 65\text{cm}$.

$\phi = 14\text{mm}$ On adopte $L_r = 60\text{cm}$.

$\phi = 12\text{mm}$ On adopte $L_r = 50\text{cm}$.

-Pourcentage maximale des armatures longitudinales

En zone courantes : $A_{\max} = 4\%b * h = 56\text{cm}^2$.

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b * h = 84\text{cm}^2$.

-Pourcentage maximale des armatures longitudinales

$$A_{\min} = 5\%b * h = 7\text{cm}^2.$$

5.3.4 Armatures transversales

a)-Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

- PP : $\phi \leq \min(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1, 2; 1, 28; 3, 5) = 1, 2\text{cm}$

- PS : $\phi \leq \min(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1, 2; 1, 14; 3, 5) = 1, 14\text{cm}$

Soit $\phi = 8\text{mm} \rightarrow$ Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2, 01\text{cm}^2$ (Cadre +étréée de ϕ_8)

b)- Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacement seront calculées selon les recommandations de RPA99/V2003(Art 7.5.2.2)

•Zone nodale

-PP : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}) = 11, 25\text{cm} \rightarrow$ Soit $S_t = 10\text{cm}$

-PS : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}) = 10\text{cm} \rightarrow$ Soit $S_t = 10\text{cm}$

•Zone courante

-PP : $S_t < \frac{h}{2} = 22, 5\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

-PS : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

c)- Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0, 003 * S_t * b = 0, 003 * 10 * 35 = 1, 05\text{cm}^2 < A_t = 2, 01\text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérfiée}$$

5.3.5 Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité

-PP : $A_{\min} = 0, 23b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0, 23 * 0, 35 * 0, 42 * \frac{2, 1}{400} = 1, 77\text{cm}^2 < A \rightarrow \text{Vérfiée}$

-PS : $A_{\min} = 0, 23b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0, 23 * 0, 35 * 0, 37 * \frac{2, 1}{400} = 1, 56\text{cm}^2 < A \rightarrow \text{Vérfiée}$

Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0, 133f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3, 33\text{MPa}$$

TABLE 5.10 – Vérification des contraintes tangentielle

Poutres	V _u (KN)	τ(MPA)	τ̄(MPA)	Observation
Principales	77,52	0,52	3,33	Vérfication
Secondaires	104,26	0,80	3,33	Vérfication

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- En appui de rive : $A_l \geq A^{rive} = \frac{V_{max} * \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaire : $A_l \geq A^{int} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) * \frac{\gamma_s}{f_e}$

TABLE 5.11 – Vérification au cisaillement

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	77,52	82,36	9,42	2,37	2,16	Vérification
Secondaires	104,26	71,93	10,65	2,07	2,93	Vérification

5.3.6 Vérification à L'ELS

La fissuration est peu nuisibles donc il suffit de vérifier la contrainte de compression du béton

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

Calcul de y

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A'_s)y - 15(d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] = 0$$

TABLE 5.12 – Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Appui	-59,94	14,38	127438,64	6,76	15	Vérifiée
	Travée	50,59	14,38	127438,64	5,71	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-52,17	13,88	102454,35	7,06	15	Vérifiée
	Travée	38,54	13,25	68891,96	7,41	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si :

$$(1) \dots \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 * M_0}\right); (2) \dots \frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A_s}{b * d}; (3) \dots L \leq 8m \rightarrow \text{BAEL91(ArtB.6.5)}$$

• Poutre principale :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,45}{6,3} = 0,0714 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,062$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0064 \leq \frac{4,2}{f} = 0,0105$$

$L = 6,3 < 8\text{m}$

•Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,40}{4,85} = 0,082 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,062$$

$$\frac{A}{b_0d} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{f} = 0,0105$$

$L = 4,85 < 8\text{m}$

Tout les conditions sont satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.4 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, RPA99/2003(Art7.6.2) exige de vérifier :
 $|M_N| + |M_s| \geq 1,25 * (|M_w| + |M_E|)$

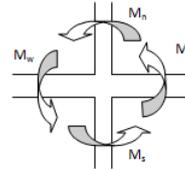


FIGURE 5.3 – Section du poteau à étudié

1)-Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton ,dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- dans les contraintes limites élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z * A_s * \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0,9 * h$

TABLE 5.13 – Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr [KN.m]
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	49,5	28,65	493,27
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*50	49,5	22,24	382,91
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	45	20,3	318,67
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	45	18,47	289,09
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	40,5	16,84	237,22

2)-Détermination du moment résistant dans les poutres

Le moment résistant dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux
Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

TABLE 5.14 – Vérification de la zone dans la poutre

Niveaux	M_n [KN.m]	M_s [KN.m]	$M_n + M_s$ [KN.m]	M_w [KN.m]	M_E [KN.m]	$1,25(M_E + M_w)$ [KN.m]	Observation
RDC	493,27	493,27	986,54	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
1 ^{er} étage	493,27	493,27	986,54	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
2 ^{ème} étage	382,91	493,27	876,18	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
3 ^{ème} étage	382,91	382,91	765,82	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
4 ^{ème} étage	318,87	382,91	701,78	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
5 ^{ème} étage	318,87	318,87	637,74	133,42	132,7	266,12	Vérifiée
6 ^{ème} étage	289,09	318,87	607,96	100,35	132,7	233,05	Vérifiée
7 ^{ème} étage	289,09	289,09	578,16	100,35	132,7	233,05	Vérifiée
8 ^{ème} étage	237,22	237,22	474,44	100,35	132,7	233,05	Vérifiée
9 ^{ème} étage	237,22	237,22	474,44	100,35	132,7	233,05	Vérifiée

Exemple de ferrailage de RDC et 1^{er} étage.

TABLE 5.15 – Schémas des ferrillages des poutres

Type	En appui	En travée
Poutre principale		
Poutre secondaire		

5.5 Etudes des voiles

Le RPA99/V2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont des éléments verticaux destinés en majorité à reprendre les forces horizontales (séismes) et les transmettre jusqu'aux fondations, sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1)- $1,35G + 1,5Q$
- 2)- $G + Q \pm E$
- 3)- $0,8G \pm E$

5.5.1 Recommandation du RPA99/V2003

1)-Armatures verticales (Art7.7.4.1)

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% * L_t * e$

Avec : L_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

-À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2)-Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

3)-Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

5.5.2 Règles communes aux armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimal d'armature est de :
 $-A_{\min} = 0,15\% * e * h$dans la zone extrême du voile.
 $-A_{\min} = 0,10\% * e * h$dans la zone courante du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1,5 * e; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.

5.5.3 Ferrailage

L'ETABS, nous donne les sollicitations (N, M, V) dans chaque voile.
Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations selon les différents combinaisons d'action citée auparavant, Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent

Voiles sens xx

TABLE 5.16 – Sollicitation maximales des voiles V_{x1} et $V_{x2} = 1,45\text{m}$

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		V^{\max} (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	625,92	11,06	58,53	545,36	276,92	25,29	35,95
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	533,59	54,75	66,33	469,71	229,36	31,76	43,13
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	426,77	66,45	76,52	357,001	170,94	36,76	49,82
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	302,58	74,016	84,59	225,70	103,40	41,03	55,28
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	153,18	73,54	138,78	71,94	36,20	69,009	84,41

TABLE 5.17 – Sollicitation maximales des voiles (V_{x3} et $V_{x4} = 1,1\text{m}$)

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		V^{\max} (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	952,30	20,76	32,22	854,97	377,87	8,14	14,89
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	802,28	25,72	36,24	711,02	310,67	14,48	22,27
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	636,56	37,83	48,59	540,32	234,86	19,40	30,58
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	455,71	48,25	60,79	349,56	150,43	25,21	39,31
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	257,70	49,09	109,8	102,32	49,90	45,93	67,87

Voiles sens yy

TABLE 5.18 – Sollicitation maximal des voiles (V_{y1} et V_{y3})= 1,75m

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		V^{\max} (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	862,40	0,51	40,82	701,47	343,18	17,019	24,32
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	716,65	33,35	34,13	651,89	280,04	14,15	19,18
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	566,52	32,84	32,84	566,52	206,61	13,8	19,44
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	398,33	31,69	31,69	398,33	126,47	14,36	19,79
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	213,22	24,79	34,30	87,83	41,38	13,75	18,69

TABLE 5.19 – Sollicitation maximal des voiles (V_{y2} et V_{y4})= 2m

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		V^{\max} (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	973,72	3,08	32,27	854,98	377,87	8,14	20,72
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	820,96	33,71	33,71	820,96	310,68	14,43	20,91
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	652,46	38,96	39,84	469,89	234,86	19,40	24,91
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	457,38	42,63	51,17	298,54	150,43	25,21	28,34
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	973,72	3,08	44,08	210,56	108,06	21,58	27,2

Ferraillage des voiles sens xx

TABLE 5.20 – Ferrailage des voiles (V_{x1} et V_{x2})

Niveaux	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section(cm ²)	15*145	15*145	15*145	15*145	15*145
N (KN)	276,92	229,36	357,001	103,40	138,78
M (KN.m)	25,29	31,76	76,52	41,03	71,94
V(KN)	35,95	43,13	49,82	55,28	84,41
τ (MPA)	0,24	0,297	0,33	0,37	0,56
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5
L_t (m)	1,04	1,24	0,77	2,50	1,67
A_v^{cal} (cm ²)	-3,05	-2,32	-0,89	-0,585	1,22
A_v^{min} (cm ²)	3,26	3,26	3,26	3,26	3,26
$A_v^{adopt}/face$ (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{calcul} (cm ²)	0,225	0,278	0,309	0,346	0,525
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt}/planc$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20	20

TABLE 5.21 – Ferrailage des voiles V_{x3} et V_{x4}

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	15*110	15*110	15*110	15*110	15*110
N (KN)	377,87	310,67	234,86	150,43	102,32
M (KN.m)	8,14	14,48	19,40	25,21	109,80
V (KN)	14,89	22,27	30,58	39,31	67,87
τ (MPA)	0,13	0,19	0,27	0,35	0,60
τ_{adm} = $0,2f_{c28}$	5	5	5	5	5
L_t (m)	0,55	0,58	0,75	1,13	1,03
A_v^{calcul} (cm ²)	-4,59	-3,49	-2,53	-1,32	1,41
A_v^{min} (cm ²)	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47
$A_v^{adopt}/face$ (cm ²)	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71
St (cm)	20	20	20	20	20
A_{hcalc} (cm ²)	0,122	0,178	0,253	0,328	0,562
A_{hmin} (cm)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt}/plan$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
St (cm)	20	20	20	20	20

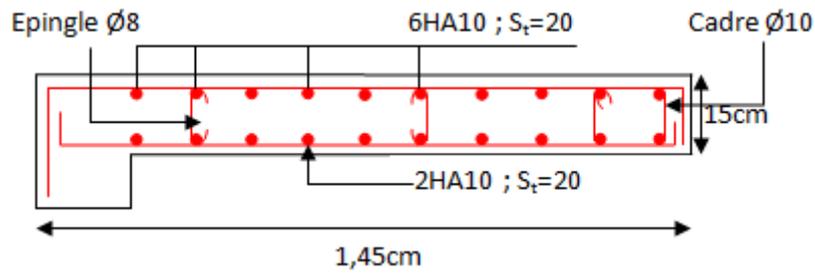
TABLE 5.22 – Ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y3}

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section cm ²	15*175	15*175	15*175	15*175	15*175
N (KN)	343,18	280,84	206,81	126,47	87,83
M (KN.m)	17,01	14,15	13,8	14,36	34,30
V (KN)	24,32	19,58	19,44	19,79	18,69
τ (MPA)	0,13	0,106	0,106	0,108	0,102
τ_{adm} = $0,2f_{c28}$	5	5	5	5	5
L_t (m)	0,87	0,87	0,86	0,86	0,82
A_v^{calcul} (cm ²)	-4,07	-3,330	-2,42	-1,40	-0,601
A_v^{min} (cm ²)	3,94	3,94	3,94	3,94	3,94
$A_v^{adopt}/face$ (cm ²)	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{calc} (cm ²)	0,121	0,09	0,09	0,101	0,9
$A_{h,min}$ (cm)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt}/plan$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
St (cm)	20	20	20	20	20

TABLE 5.23 – Ferrailage des voiles V_{y2} et V_{y4}

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	15*200	15*200	15*200	15*200	15*200
N (KN)	377,87	320,68	234,86	150,43	210,56
M (KN.m)	8,14	14,48	19,40	25,21	44,08
V (KN)	20,72	20,91	24,91	28,34	27,23
τ (MPA)	0,099	0,100	0,119	0,135	0,130
τ_{adm} = $0,2f_{c28}$	5	5	5	5	5
L_t (m)	0,99	0,99	0,99	0,98	0,98
A_v^{calcul} (cm ²)	-4,51	-3,84	-2,725	-5,28	-2,115
A_v^{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_v^{adopt}/face$ (cm ²)	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{calc} (cm ²)	0,092	0,125	0,11	0,126	0,122
$A_{h,min}$ (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt}/plan$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
St (cm)	20	20	20	20	20

Schéma de ferrailage

FIGURE 5.4 – Schéma de ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2} .

5.6 Conclusion

Dans le domaine du génie civil, l'étude des éléments principaux est l'étape la plus importante, car ces derniers doivent être correctement dimensionnés et ferrillés afin de résister aux efforts internes qui les sollicitent dans toutes les situations. Pour cela, on a respecté toutes les recommandations du RPA99/V2003 ainsi que le BAEL91/99.

CHAPITRE 6

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

La fondation, c'est la partie inférieure de l'ouvrage, qui est une partie essentielle de l'infrastructure. Comme cette partie est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges de la superstructure vers le sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

6.2 Étude des fondations

Les différents types de fondation

Les différents types de fondations sont définis par le D.T.U13 – 12 en fonction du rapport D/B qui sont :

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée ; semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondations semi-profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux)

Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :
La capacité portante du sol ; l'intensité des charges transmises au sol ; la distance entre axes des poteaux.

La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D = 2,5\text{m} \leq B * 6$). Pour faire le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : semelle isolée, semelle filante et radier afin de faire le choix le mieux adapté en vue de rallier le parti technico-économique.

6.2.1 Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain ,après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent :

$$Q_{adm} = 1,50\text{bars et } C = 0,4\text{bars}$$

$$D = 2,5\text{m}$$

6.2.2 Vérification des semelles isolées

En premier lieu nous proposons des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification

$$\text{telle que : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu

par le logiciel ETABS/V16. $N = 1641,95\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A * B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5\text{bar} = 150\text{KN/m}^2$$

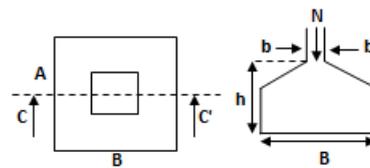


FIGURE 6.1 – Section du poteau à étudié

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b * b$), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \text{ AN : } B = 3,30\text{m}$$

- La distance entre axes des poteaux dans le sens X varie entre 4,85m et 1,7m.
 - La distance entre axes des poteaux dans le sens Y varie entre 4,3m et 2,6m.
- On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.2.3 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6

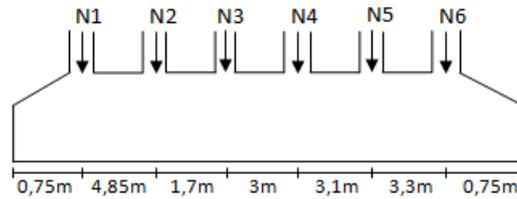


FIGURE 6.2 – Schéma d'une semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau «i». Obtenue par le ETABS

$$N = \sum N_i = 6759,57 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L} \Rightarrow B \geq \frac{6759,57}{150 * 17,45} = 2,58 \text{ m}$$

On a la longueur de notre semelle égale à 2,58m donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe à la vérification de l'utilisation du radier général

6.2.4 Vérification de Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Pré dimensionnement

Condition de coffrage

• La nervure :

Pour la hauteur totale du radier on doit vérifier la condition de coffrage.

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \dots \dots \dots \text{Art}(4.2.2) \text{DTR} - \text{BC2.4.8}$$

h_t : hauteur de la nervure.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteur successif.

$$L_{\text{max}} = 6\text{m} \Rightarrow h_t \geq \frac{600}{10} \Rightarrow h_t \geq 60\text{cm}$$

Soit $h_t = 60\text{cm}$

• La dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \Rightarrow h_r \geq 30\text{cm} \text{ Soit } h_r = 30\text{cm}$$

h_r : hauteur de la dalle.

Condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \dots \dots \dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * EI}{K * b}} \dots \dots \dots (2)$$

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 3,216 * 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1mL

b : largeur de l'élément considéré sur 1mL

L_e : longueur élastique

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^2 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^2 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^2 = 4 * 10^4 \text{ KN/m}^3$

i : inertie de la section du radier

B : la largeur de la semelle

$$\text{on a : } I = \frac{a * L^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \frac{\sqrt[3]{48 * L_{\max}^4 * K}}{\pi^4 * E}$$

$$h_t \geq 0,8201 \text{ m} = 82,01 \text{ cm}$$

Avec $L_{\max} = 6,3 \text{ m}$ $a = 0,55 \text{ m}$; on opte pour $h_t = 85 \text{ cm}$

La surface du radier

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : effort normal transmis par la structure; avec $N_{\text{ser}} = 31478,93 \text{ KN}$

S_{rad} : surface des fondations

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: contrainte admissible du sol; avec $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar}$

$$S_{\text{bât}} = 307,937 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq 209,86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 307,937 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 209,86 \text{ m}^2$$

Donc on opte pour $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} = 307,94 \text{ m}^2 \Rightarrow$ on a pas besoin de débord

Les vérifications nécessaires**a)- Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99(Art.5.2.4.1) il faut vérifiée la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

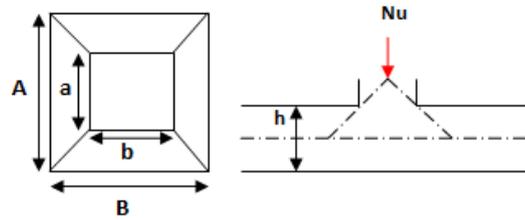


FIGURE 6.3 – Présentation de la zone d'impact de charge concentré.

N_u : l'effort normal sur le poteau le plus sollicité

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : hauteur de la nervure

$$U_c = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 1,45\text{m} \\ B = 1,45\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,8\text{m}$$

$$N_u = 2254,18\text{KN}$$

$$N_u = 2254,18\text{KN} \leq 0,045 * 0,55 * 5,8 * \frac{25}{1,15}$$

$$N_u = 2254,18\text{KN} \leq 3120,65\text{KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

b)-Vérification des contraintes dans le sol :

Les caractéristiques géométrique du radier sont données par AUTOCAD

$$X_G = 8,46\text{m} \quad y_G = 7,80\text{m}$$

$$I_{xx} = 21510\text{m}^4 \quad I_{yy} = 24910\text{m}^4$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}; \text{ avec } \sigma(\text{max}; \text{min}) = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} * (X_G; y_G)$$

- M_x et M_y : moments sismique à la base, tirée du logiciel ETABS à l'ELS

$$M_x = 10100,75\text{KN.m} \quad M_y = 5514,53\text{KN.m}$$

- σ_{max} et σ_{min} : contraintes maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.
- N : l'effort normal dû aux charges verticales ; on a $N = 31478,93\text{KN}$

• Dans le sens x-x :

$$N = 31478,93\text{KN} \text{ et } M_y = 5514,53\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} x_G = 0,104$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} x_G = 0,102$$

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,10MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,150MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée dans le sens $x - x$

• **Dans le sens y-y :**

$$N = 31478,9KN \text{ et } M_y = 10100,75KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} y_G = 0,105$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} y_G = 0,098$$

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,103MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,150MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée dans le sens $y - y$

c)-Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifiée que $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$RPA99/Art10.1.5)

• **Suivant x-x :**

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{39426,78}{31478,93} = 1,25m < \frac{B}{4} = 4,06m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Suivant y-y :**

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{31138,59}{31478,93} = 0,99m < 4,66m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

d)-Vérification de la poussé hydrostatique :

On doit vérifiée que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec : $F_s = 1,15$: coefficient de sécurité.

$\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau)

S_{rad} : surface du radier

H :la hauteur d'ancrage du radier(H = 2,5m)

$$N = 31478,93 \geq 1,15 * 2,5 * 209,86 * 10$$

$N = 31478,93 \geq 6033,47KN \Rightarrow$ Condition est vérifiée.

6.3 Ferrailage

6.3.1 La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considéré le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier plus défavorable : ($l_x = 4,55\text{m}$ et $l_y = 4\text{m}$) ; $G_o = \rho * h_r = 7,5\text{KN/m}^2$

1)-Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_o = 150,13\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_o = 109,72\text{KN/m}^2$$

$$\rho \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors la dalle travaille dans les deux sens.}$$

a ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ \text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y * M_0^x \end{array} \right. \Rightarrow \rho = 0,88 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe 2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } M_0^x = 147,94\text{KN.m} \\ \text{Sens y-y : } M_0^y = 110,04\text{KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \rho = 0,88 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 \quad M_0^x = 124,02\text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y * M_0^x \quad M_0^y = 101,89\text{KN.m}$$

En travée :

ELU

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0,85 * M_0^x = 125,74\text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0,85 * M_0^y = 93,53\text{KN.m}$$

En appuis :

$$\text{Sens x-x : } M_a^x = -0,3 * M_0^x = -44,38\text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_a^y = -0,3 * M_0^y = -33,01\text{KN.m}$$

•Le ferrailage se fera pour une section $b * h_r = (1 * 0,30)\text{m}^2$

• Condition de non fragilité

• Calcul de A_{min}

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h_r \end{array} \right.$$

Avec : $f_e = 400\text{MPa}$; $\rho_0 = 0,0008$; $h_r = 30\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0,88$

$$A_{\min}^x = 2,54\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^y = 2,4\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

TABLE 6.1 – Résumé des résultats du ferrailage

Sens		M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adopt} (cm^2/ml)	S_t (cm) (cm)
Sens	Travée	125,74	14,02	2,54	7HA16	20
XX	Appui	-44,38	4,82	2,54	5HA12	20
Sens	Travée	99,53	10,44	2,4	6HA16	20
YY	Appui	-33,01	3,57	2,4	5HA12	20

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}; 3\text{MPa}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } V_u^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 131,27\text{KN} \\ \text{Sens y-y : } V_u^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 115,40\text{KN} \end{array} \right. \quad V_{\max} = 131,27\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,48\text{MPa} \leq 1,16\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier que $\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{\text{ser}}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 * \eta\right) = 201,63\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 6.2 – Résumé des résultats de vérification à l'ELS.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Obs	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
Sens	Travée	105,41	8,77	92623,06	9,98	15	Vérifier	311,20	201,63	Non vérifier
XX	Appui	37,20	5,97	44574,15	4,98	15	Vérifier	263,26	201,63	Non vérifier
Sens	Travée	86,60	8,23	82314,79	8,65	15	Vérifier	296,20	201,63	Non vérifier
YY	Appui	30,56	5,97	44574,15	4,09	15	Vérifier	216,27	201,63	Non vérifier

On remarque que $\sigma_s > \bar{\sigma}_s \rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée, donc on recalcule donc la section de ferrailage à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90 * B * \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

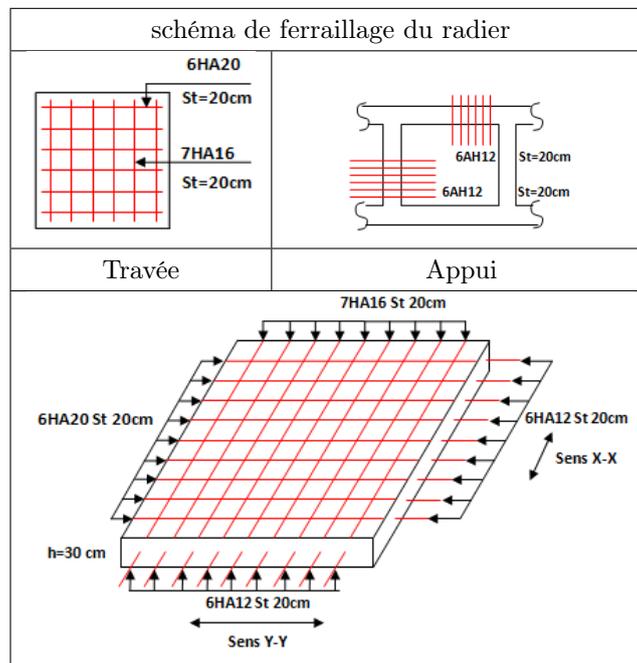
$$B = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \sigma_{st}}$$

TABLE 6.3 – Les nouvelles section d'acier adopté à l'ELS.

Sens		M (KN.m)	β	α	A_{st} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Sens XX	Travée	105,41	0,004	0,32	18,28	6HA20
	Appui	37,,20	0,001	0,34	5,08	6HA12
Sens YY	Travée	86,60	0,004	0,33	14,03	7HA16
	Appui	30,56	0,001	0,34	5,04	6HA12

6.3.2 Schéma de ferrailage

TABLE 6.4 – Schéma de ferrailage



6.3.3 Étude des nervures

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

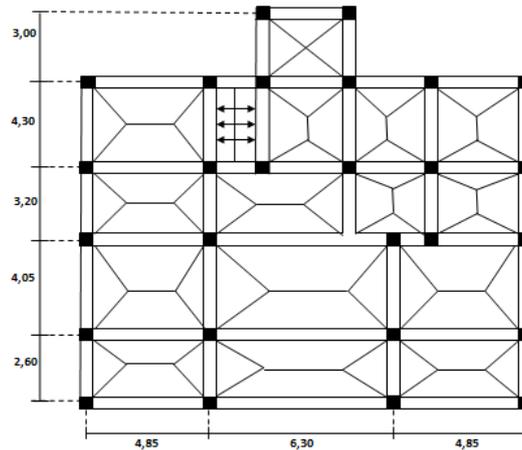


FIGURE 6.4 – Schéma des lignes de ruptures du radier.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaire).

Charge triangulaire

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} * \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \quad \text{Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * p * l_x \\ q_v = \frac{1}{2} * p * l_x \end{cases} \Rightarrow \text{Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

ces expressions sont élaborées pour les poutres supportant des charges triangulaires des deux

côté, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Charge trapézoïdales

$$qm = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{p_g^2}{3}\right)l_{xg} + \left(1 - \frac{p_d}{3}\right)l_{xd} \right]$$

qv : charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que les charges réelle

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

P : charge répartie sur la surface du radier (le poids des nervures non compris)

En traitera un exemple de nervure dans chaque sens

- Sens X-X :

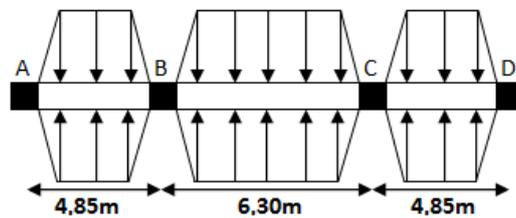


FIGURE 6.5 – Schéma transmis aux nervures sens (X-X).

- Sens Y-Y :

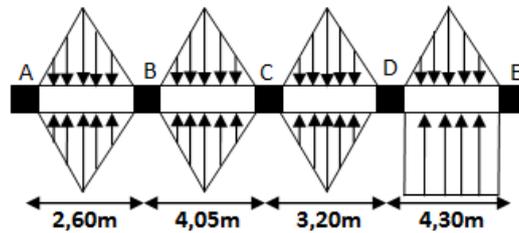


FIGURE 6.6 – Schéma transmis aux nervures sens (Y-Y).

- Moment aux appui :

$$M_a = \frac{p_g * l'_g{}^3 + P_d * l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \quad \text{avec :} \quad \text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l \\ 0,8 * l \end{cases}$$

Pour l'appui de rive on à :

$$M_a = 0,15 * M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q * l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{q * x}{2}(1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l}$$

- **Sens X-X :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 6.5 – Sollicitations des nervures dans le sens X-X

Travée	L _x (m)	P _m (KN/m)	L' _x (m)	M _a (KN.m)		x (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d			
A-B	4,55	397,11	4,55	0	-1068,24	1,66	957,35	562,92
B-C	6	429,44	4,8	-1068,24	-1068,24	3	1932,48	864,24
C-D	4,55	397,11	4,55	-1068,24	0	2,86	959,69	562,92

- **Sens Y-Y :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 6.6 – Sollicitations des nervures dans le sens Y-Y

Travée	L _x (m)	P _m (KN/m)	L' _x (m)	M _a (KN.m)		x (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d			
A-B	2,3	230,19	2,3	0	-287,11	0,60	117,39	42,49
B-C	3,75	375,32	3	-287,11	-304,24	1,86	659,69	456,27
C-D	2,9	290,25	2,32	-304,24	-457,97	1,26	299,88	71,15
D-E	4	327,78	4	-457,97	0	2,34	636,61	377,62

6.3.4 Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple

$h_t = 85\text{cm}$
 $h_r = 30\text{cm}$
 $b_0 = 60\text{cm}$
 $d = 82\text{cm}$

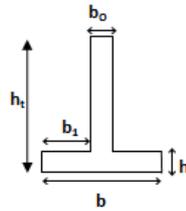


FIGURE 6.7 – Section du poteau à étudié

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6,3}{2}; \frac{4,30}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 0,40\text{m}$
 Donc $b = b_1 * 2 + b_0 = 1,4\text{m} = 140\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 6.7 – Ferrailage de la nervure

Sens		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	Choix
Sens	Travée	864,24	31,33	13,86	34,59	5HA24+5HA16
XX	Appui	1932,48	73,46	13,86	73,63	15HA25
Sens	Travée	456,27	16,26	13,86	21,36	5HA20+5HA12
YY	Appui	659,69	23,69	13,86	25,76	5HA20+5HA16

Vérification de l'effort tranchant

$$V = \frac{q * l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 6.8 – Vérifications de l'effort tranchant

Sens	V_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs
X-X	932,20	1,8	2,5	Vérifiée
Y-Y	546,03	1,1	2,5	Vérifiée

Vérification des contraintes

-État limite de compression du béton

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

-Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \left(\frac{M_{ser} * (d - y)}{I}\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE 6.9 – Vérifications des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
Sens XX	Travée	376,30	23,95	3219505,9	2,79	15	101,63	201,63	Vérifier
	Appui	424,76	33,14	5457059,10	2,57	15	57,04	201,63	Vérifier
Sens YY	Travée	289,89	24,57	312023,55	2,28	15	45,96	201,63	Vérifier
	Appui	499,96	27,50	3857603,83	0,35	15	105,921	201,63	Vérifier

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min(24, 25; 60; 40) \Rightarrow \phi_t \leq 24, 28$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$

$$\text{Soit } 5\phi_{10} = 3,93\text{cm}^2$$

Espacement des acier transversaux :

$$1)- S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$2)- S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = 65,5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 65,5\text{cm}$$

$$3)- S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})} = 17,91\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

Armatures de peau

D'après le CBA(ArtA.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures de section $A_p = 3 * 0,85$

$$\text{Telque : } h_t = 85\text{cm} \Rightarrow A_p = 2,55\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2\text{HA}14 = 3,08\text{cm}^2/\text{face}$$

6.3.5 Schéma de ferrailage

TABLE 6.10 – Schéma de ferrailage des nervures.

Sens X-X	
Travée	Appui
Sens Y-Y	
Travée	Appui

6.4 Conclusion

Dans le calcul d'ouvrage, L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante. Le choix des fondation dépend de plusieurs paramètres caractérisant le sol en question, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans notre cas d'étude, on as utilisé un radier général d'épaisseur 30 cm, et une section de nervures : $(b * h) = (60 * 85)cm^2$.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Ce travail nous a permis suite à une étude de d'un bâtiment dont la structure est en béton armé composé d'un R + 9, d'appliquer nos acquis dans le domaine du génie civil durant notre formation master à l'Université, et de les approfondir d'avantage avec le respect des réglementations en vigueur tout en bénéficiant d'un encadrement bien structuré.

Cette étude nous as accédez au domaine professionnel pour appliquer les acquis théoriques dans la pratique sur un projet, et de réaliser un projet résistant à toutes les forces extérieures par le biais des réglementations et des normes de construction algérienne. Ainsi que se familiariser avec les logiciels de modélisation était un atout pour nous.

Et pour conclure cette étude, on as constaté que l'élaboration d'un projet, ne se base pas uniquement sur les calculs théoriques, mais aussi sur sa concordance avec le côté pratique, d'où la nécessité d'une bonne étude critique sur les résultats théoriques obtenu est nécessaire.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] *Règles parasismiques algériennes RPA99/version2003.*
- [2] *Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).*
- [3] *Règles de conception et de calculs des structures en béton armé (C.B.A.93).*
- [4] *DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire Charges et surcharges).*
- [5] *DTR-BC2.331 (Règles de Calculs Des Fondations Superficielles).*
- [6] *Cours béton armé (université de Bejaia).*
- [7] *Mémoire de fin de cycle master des années précédente.*

ANNEXE A

ANNEXE 1

TABLE A.1 – Tableau des armatures en cm²

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE B

ANNEXE 2

TABLE B.1 – Dalles rectangulaires uniformément chargée articulée sur leurs contour

$\alpha = \frac{b}{l}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$		$\alpha = \frac{b}{l}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	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	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE C

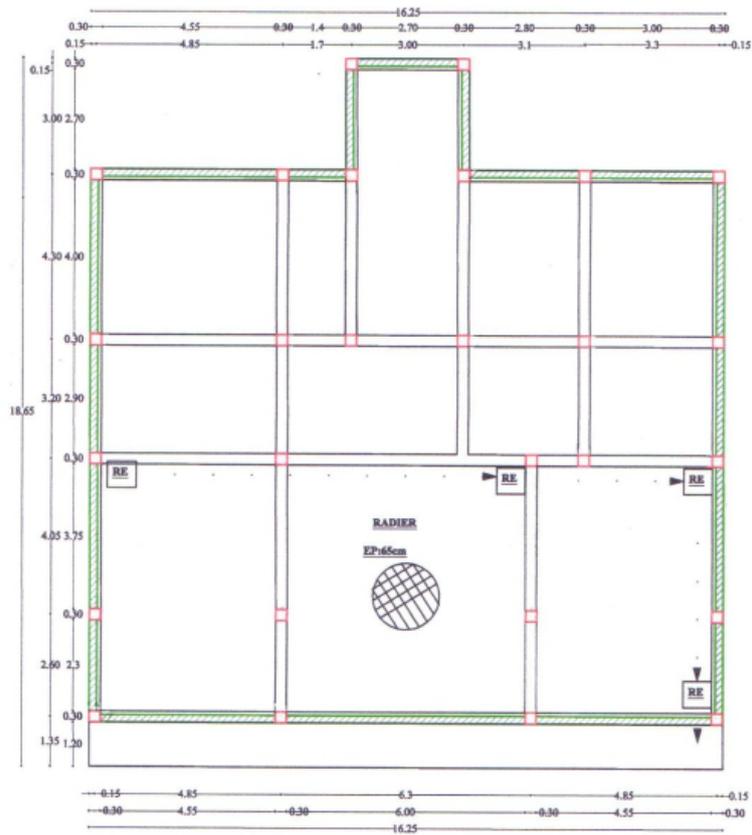
ANNEXE 3

TABLE C.1 – Table de PIGEAUD

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

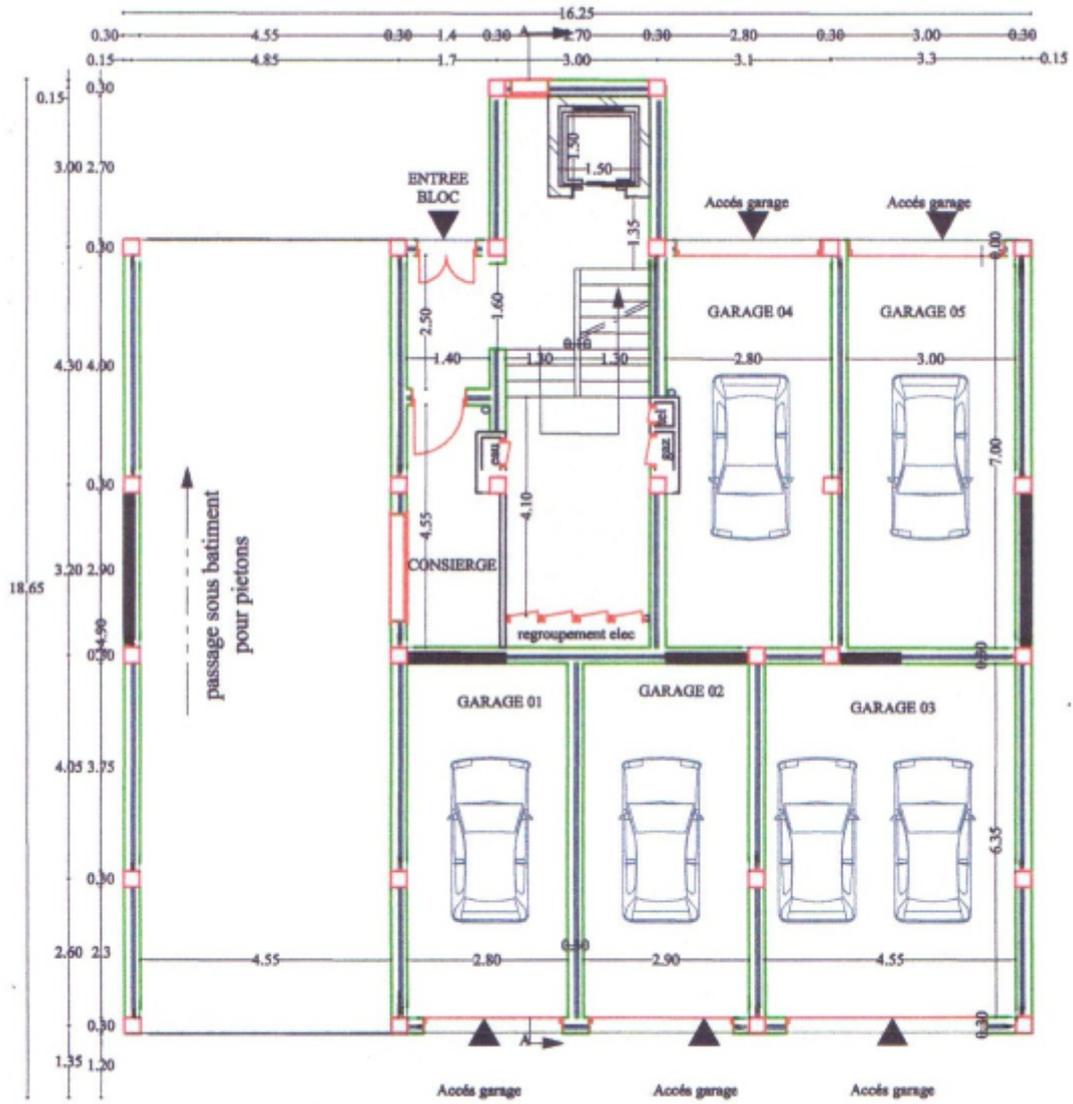
ANNEXE D

PLAN



PLAN DE FONDATIONS ECH 1/100

FIGURE D.1 – 1.



PLAN DU RDC ECH 1/100

FIGURE D.2 – 2.

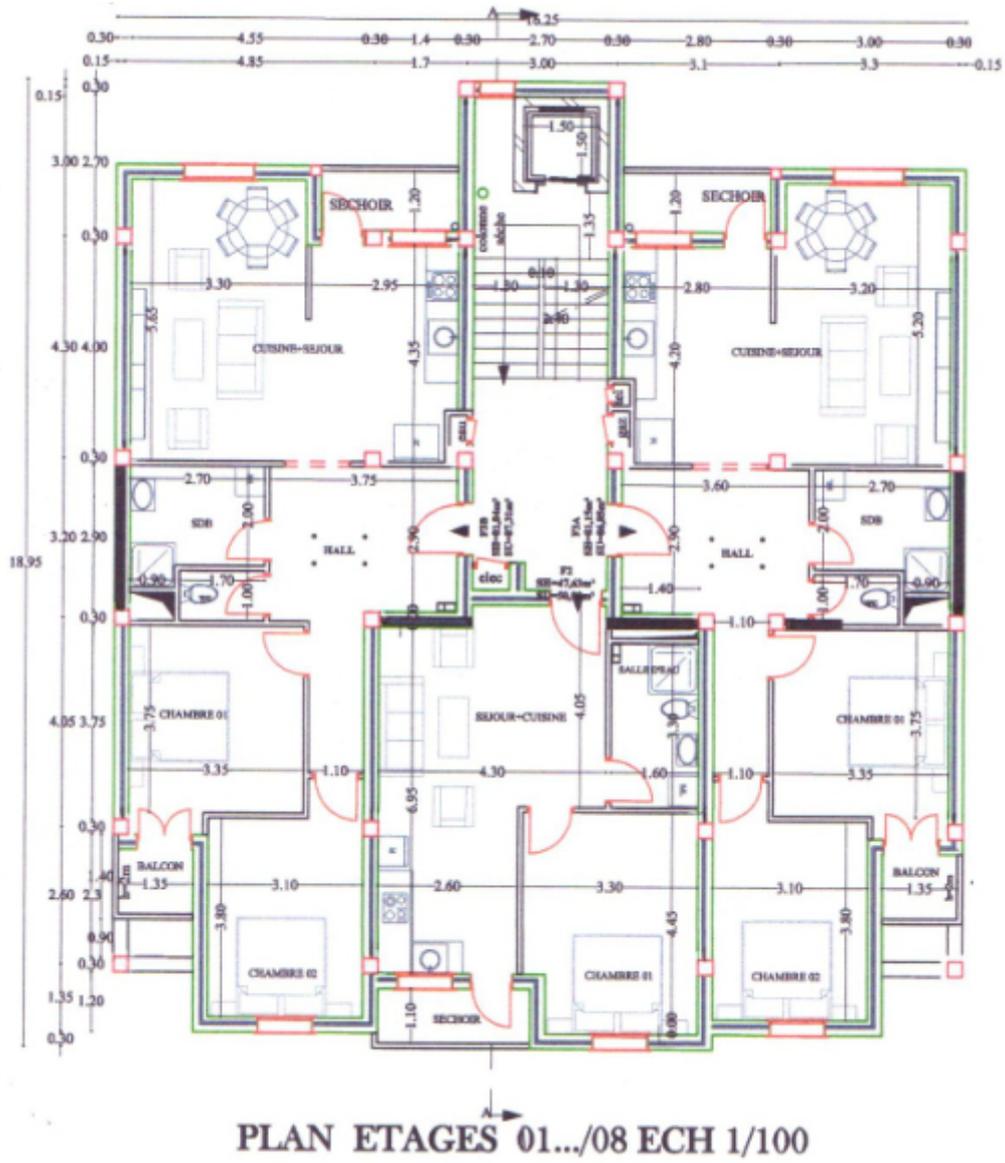
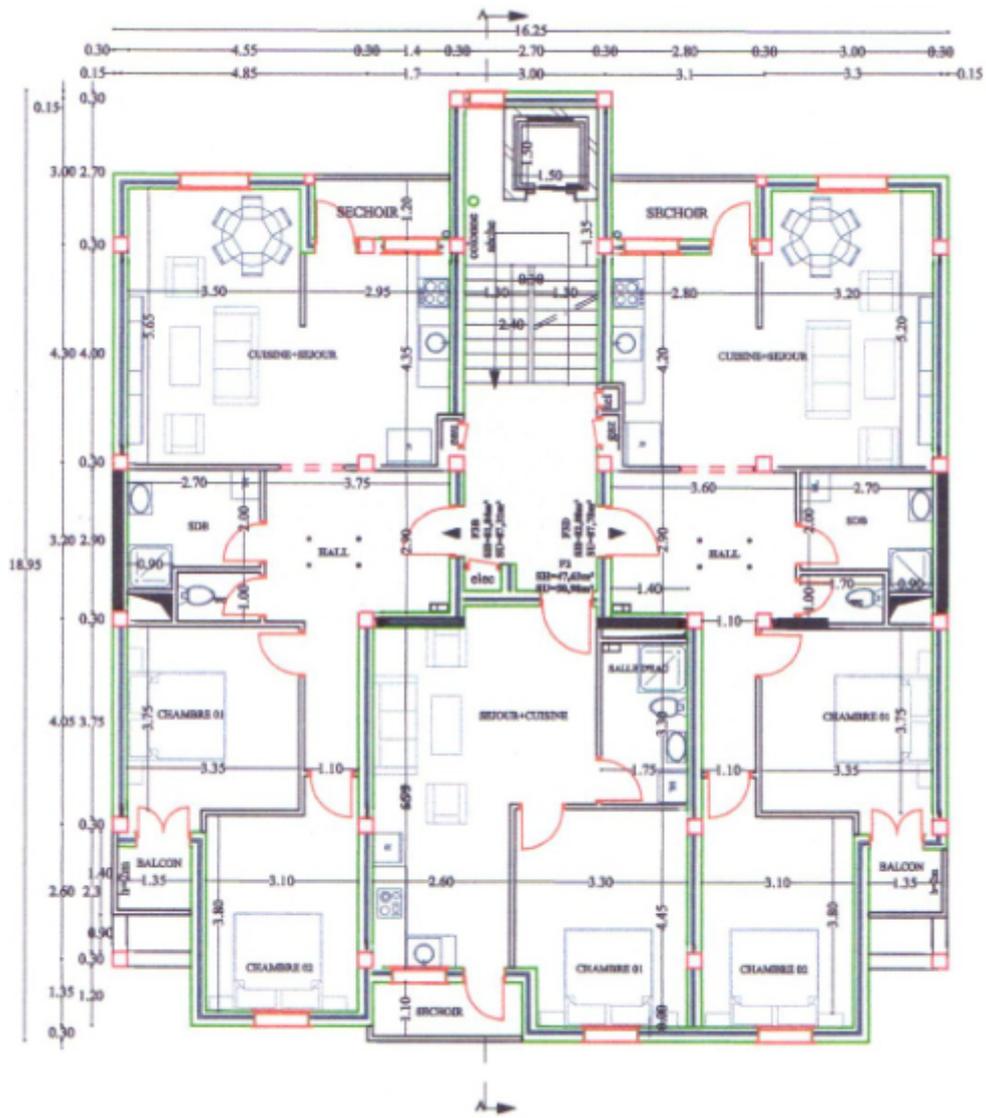
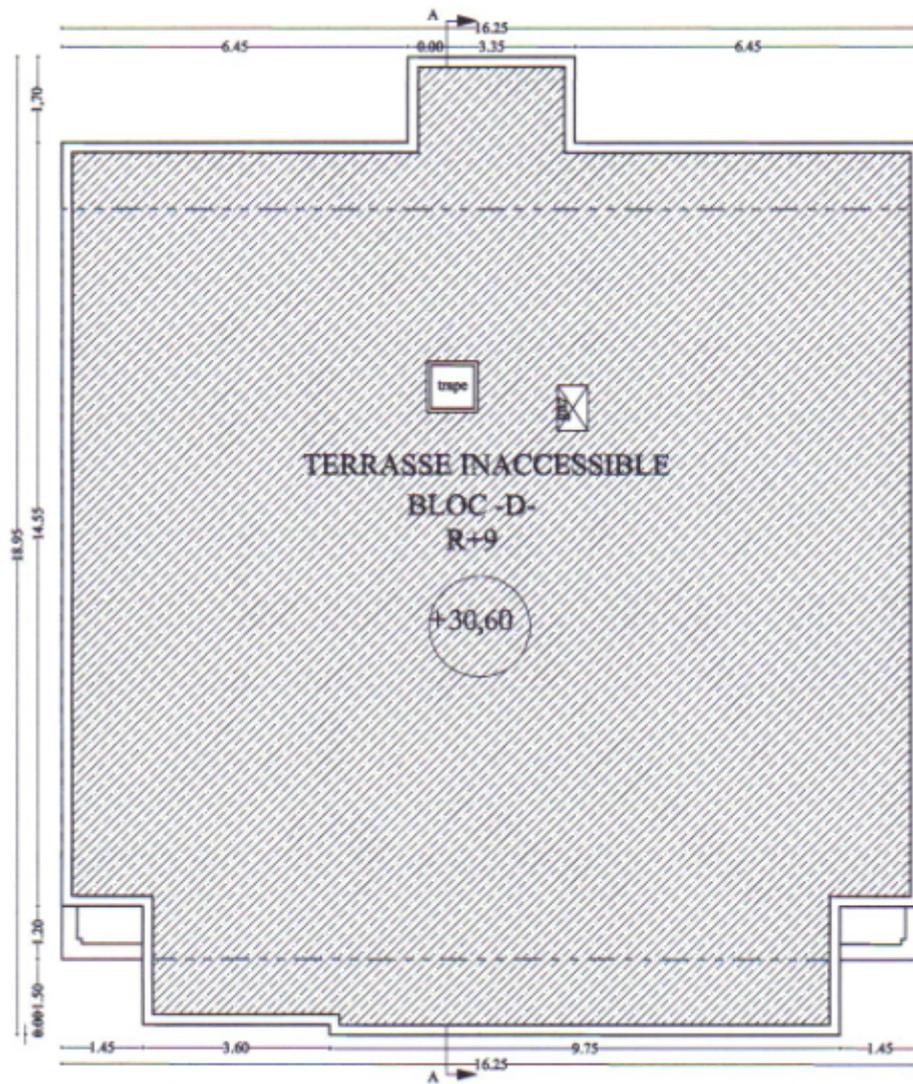


FIGURE D.3 – 3.



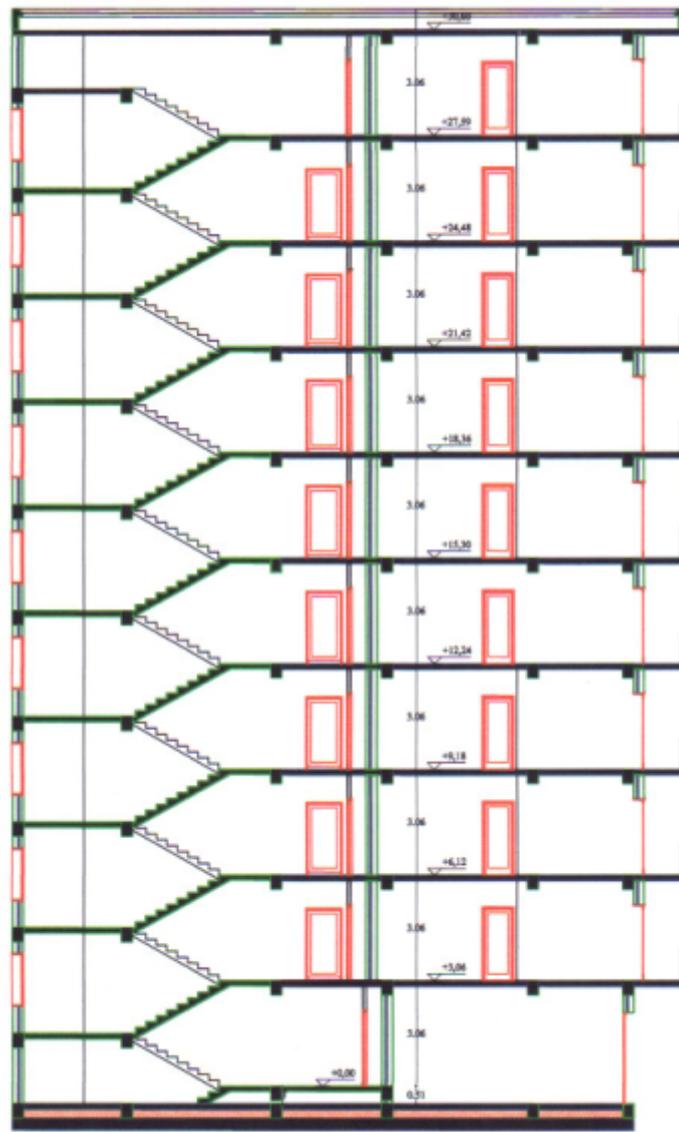
PLAN ETAGES 09 ECH 1/100

FIGURE D.4 – 4



PLAN DE TOITURE ECH 1/100

FIGURE D.5 – 5



COUPE A-A ECH 1/100

FIGURE D.6 – 6.



FACADE PRINCIPLE ECH 1/100

FIGURE D.7 – 7.

VI. Conclusion et recommandation:

1- Type et ancrage des fondations :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de **terre végétale** d'épaisseur variable entre **0.00m** à **1.20m**, sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis de bloc à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiés entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de **2.50m** de profondeur par rapport à cote du terrain actuel dans la formation naturelles en places (*Argile graveleuse couleur beige*).

2- Contrainte admissibles du sol :

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire; le taux de travail admissible a été limité à **1.50 bars** (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

3- Classification de site :

Les résultats de l'essai préssiométrique réalisés dans l'assiette du projet, nous a permet de classé le site en catégorie **S2** « site ferme » selon RPA 99 version 2003.

4- Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :

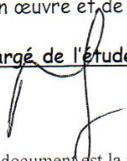
Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- Le site étudié présente un risque d'érosion pour cela il faut assurer un drainage rigoureux des lieux.
- Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérés rencontrés lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude:



Le gérant



Le présent document est la propriété exclusive de gérant de promotion immobilière
 « MOKRANI DJAMEL »

RÉSUMÉ

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Au cours de la dernière décennie, il a fallu s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques de construction qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que les séismes. Dans ce document, nous sommes intéressés à l'étude d'un bâtiment en R+09, à usage d'habitation contreventé par le système mixte (voiles-portiques). Cette étude est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Le but de notre étude est d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer sa sécurité par biais du respect des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99 V20023) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Mots clés : Stabilité ;résistance ;béton ;acier

ABSTRACT

Building has always been one of the first concerns of man and one of his favorite occupations. During the last decade, it has been necessary to adapt to take into account the evolution of construction techniques which allow maximum reliability of the structure regarding natural hazards such as earthquakes. In this document, we are interested in the study of a building in R + 09, for residential use braced by the mixed system (portal-sails). This study is a key step and a necessary step in the act of building. The aim of our study is to ensure the stability and resistance of the building in order to ensure its safety by respecting the regulations and known methods (BAEL91 modified 99, RPA99 V20023) which are based on knowledge of materials (concrete and steel) , dimensioning and reinforcement of the resistant elements of the structure.

Key words : Concrete ; Steel ; Resistance ; Stability.