



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane Mira Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Domaine Sciences et Technologies

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme Master Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème :

Etude d'Un Bâtiment En Béton Armé

Encadré par :

Pr. TAHAKOURT Abdelkader

Réalisé par :

Melle ABBACI Lydia

Mme HAMADI Amel

Promotion : 2022/2023

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude :

A mes parents, sur qui je me suis toujours reposée, que j'admire et à qui je ne saurais exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices qu'ils ont consenti pour mon instruction et mon bien être.

A ma sœur, ma confidente Baya, celle sur qui j'ai toujours compté, la personne la plus chère à mon cœur.

A mes grands frères, Abdelouahab et Yacine, avec qui je partage les meilleurs souvenirs, chamailleries et grandes étapes de ma vie. Puissent nos liens fraternels se consolider et se pérenniser encore plus.

A ma binôme Amel, en souvenir des moments qu'on a passé ensemble.

A ma famille, mes proches et mes amis, en particulier Zahir et Sarah, qui ont cru en moi et m'ont soutenu tout au long de mon parcours.

Merci d'être là pour moi, en espérant vous rendre fiers.

Lydia

Avec une énorme joie, je dédie ce travail à ceux que j'aime et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur :

A la plus belle bougie de ma vie qui a éclairé ma vie depuis ma naissance à ce jour, avec sa lumière douce j'ai pu parcourir ce chemin sous ses conseils et ses orientations, à ma mère.

A mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.

A mes chers frères ' Sid Ali, Bouzid et Billal ' je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

A ma très chère sœur ' Katia ' et mon beau-frère Hamid et les petites princesses Dihia et Tania merci de m'encourager et d'être toujours là.

A mon très chère mari ' Younes ' La lumière de mon chemin qui a su m'encourager dans les moments difficiles, et sa belle-famille.

A la plus belle chose de ma vie ' Mon prince AKSEL ' je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité dans ta vie.

A mes chers cousines ' Meriem, Romila et Zahia ' je vous souhaite une belle vie pleine de joie.

A mes chers amies ' Houda, Djohra, Kenza et Salma ' je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité dans votre vie.

Son oublier ma binôme ' Lydia ' et toute sa famille.

A toute la promo de master génie civil 2022/2023

Amel

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Allah le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience nécessaires à mener ce travail à son terme.

Nous tenons à remercier tout particulièrement notre encadreur Pr. TAHAKOURT Abdelkader pour son aide immense, les conseils et les informations qu'il nous a prodigués et la qualité de son suivi avec un degré de patience et de professionnalisme sans égal.

Nous désirons aussi remercier tous nos enseignants, pour la qualité et les méthodes de leurs enseignements ainsi que l'équipe pédagogique et administrative de département Génie Civil de l'université d'Abderrahmane Mira Bejaïa pour leurs efforts dans le but de nous offrir une excellente formation.

Que les membres de jury trouvent, ici, l'expression de nos sincères remerciements pour l'honneur qu'ils nous font en prenant le temps de lire et d'évaluer ce travail.

Pour finir, nous souhaitons remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Ce projet concerne l'étude détaillée d'un bâtiment résidentiel situé dans la wilaya de Bejaia, classée en zone IIa selon le règlement parasismique algérien. Le bâtiment est composé de deux sous-sols, d'un rez-de-chaussée et de sept étages. Nous avons réalisé une description générale du projet, y compris une étude d'architecture comprenant les plans architecturaux, ainsi qu'une étude de génie civil comprenant les plans et les calculs détaillés, notamment le prédimensionnement des éléments et la détermination des charges.

Pour évaluer les différentes sollicitations exercées sur la structure (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques), nous avons effectué une étude dynamique de la structure à l'aide du logiciel Etabs. Enfin, dans cette partie consacrée aux éléments secondaires tels que l'escalier, les poutrelles, les balcons, la poutre palière et l'acrotère, nous avons inclus le ferrailage des différents éléments porteurs de la structure tels que les fondations, les poteaux, les poutres et les voiles.

Tous les calculs ont été réalisés conformément aux règlements algériens suivants : RPA99V2003, CBA 93 et BEAL 91.

Mots clés

Béton armé –Bâtiment- séisme -RPA99/2003-BAEL91-poteaux-poutre.

Abstract

This project concerns the detailed study of a residential building located in the wilaya of Bejaia, classified in zone IIa according to Algerian seismic regulations. The building comprises two basements, a second floor and seven levels. We carried out a general description of the project, including an architectural study with architectural plans, as well as a civil engineering study with detailed plans and calculations, including pre-dimensioning of elements and determination of loads.

To assess the various stresses exerted on the structure (permanent, operating and seismic loads), we carried out a dynamic study of the structure using Etabs software. Finally, in this section devoted to secondary elements such as the staircase, joists, balconies, landing beam and acroterion, we included the reinforcement of the structure's various load-bearing elements such as foundations, columns, beams and walls.

All calculations were carried out in compliance with the following Algerian regulations: RPA99V2003, CBA 93 and BEAL 91.

Keywords

Reinforced concrete -Building-earthquake -RPA99/2003-BAEL91-beam-post.

Table des matières

DEDICACES	II
REMERCIEMENTS	IV
ABSTRACT	VI
LISTE DES FIGURES	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	2
CONTEXTE	2
PROBLEMATIQUE	2
OBJECTIF INITIAL	2
ORGANISATION DU RAPPORT	3
1 PRESENTATION DU PROJET.....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	5
1.1.1 <i>Implantation du projet</i>	5
.....	5
1.1.2 <i>Description du projet</i>	5
1.1.3 <i>Caractéristiques géométriques de structure</i>	5
1.1.4 <i>Classification de l'ouvrage</i>	6
1.1.4.1 Zone de sismicité	6
1.1.4.2 Selon son importance.....	6
1.1.5 <i>Conception de la structure de bâtiments</i>	6
1.1.5.1 Éléments de contreventement	6
1.1.5.2 Planchers.....	6
1.1.5.3 Escaliers.....	7
1.1.5.4 Ascenseur.....	7
1.1.5.5 Maçonnerie	7
1.1.5.6 Revêtement	7
1.1.5.7 Acrotère	7
1.1.6 <i>Etude géotechnique</i>	7
1.2 CONTRAINTES LIMITES	7
1.2.1 <i>L'état limite ultime (ELU)</i>	7
1.2.2 <i>L'état limite de service (ELS)</i>	8
1.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	8
1.3.1 <i>Le béton</i>	8
1.3.1.1 La masse volumique du béton	8
1.3.1.2 La déformation thermique du béton	8
1.3.1.3 La résistance du béton à la compression	9
1.3.1.4 Résistance du béton à la traction	9
1.3.1.5 La déformation longitudinale du béton	9
1.3.1.6 Le coefficient de poisson	10
1.3.1.7 Les contraintes limites	10
1.3.2 <i>L'acier</i>	11
1.3.2.1 Contraintes limites	12
1.3.2.2 Coefficient d'équivalence.....	12

1.4	REGLEMENTATIONS ET NORMES UTILISEES	13
1.5	LES HYPOTHESES DE CALCUL.....	13
2	PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	15
2.1	PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	15
2.1.1	<i>Plancher à corps creux</i>	15
2.1.1.1	Disposition des poutrelles.....	16
2.1.1.2	Pré-dimensionnement des poutrelles	18
2.1.2	<i>Dalles pleines</i>	19
2.1.2.1	Types de dalles pleines	20
2.2	PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	21
2.2.1	<i>Poutres principales</i>	21
2.2.2	<i>Poutres secondaires</i>	21
2.3	PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES	22
2.3.1	<i>Calcul des différentes dimensions de voiles</i>	22
2.4	PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	23
2.5	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	26
2.5.1	<i>Plancher</i>	26
2.5.2	<i>Terrasse inaccessible</i>	27
2.5.3	<i>Balcon</i>	27
2.5.4	<i>Plancher</i>	27
2.5.5	<i>Murs extérieurs (double parois)</i>	28
2.5.6	<i>Palier</i>	28
2.5.7	<i>Voilée</i>	28
2.5.8	<i>Terrasse accessible</i>	29
2.6	PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	29
2.7	DESCENTE DE CHARGE.....	29
2.7.1	<i>Loi de dégression des charges d'exploitation</i>	29
2.7.2	<i>Descente de charge du poteau I8</i>	30
2.7.3	<i>Descente de charge du poteau C7</i>	32
2.7.4	<i>Le poteau le plus sollicité</i>	35
3	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	40
3.1	ETUDE DES PLANCHERS	40
3.1.1	<i>Planchers à corps creux</i>	40
3.1.1.1	Calcul des poutrelles.....	40
3.1.1.2	Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles	44
3.1.1.3	Ferraillage des poutrelles.....	46
3.1.1.4	Vérifications à ELU	49
3.1.1.5	Vérification à ELS	50
3.1.1.6	Schéma de ferraillage des poutrelles	55
3.1.1.7	Etude de la dalle de compression	55
3.1.2	<i>Planchers à dalle pleine</i>	56
1	FIGURE 3.4. SCHEMA DE LA DALLE.....	56
3.1.2.1	Calcul de ferraillage.....	57
3.1.2.2	Vérification à l'ELU	58

3.1.2.3	Vérification à l'ELS.....	59
3.1.2.4	Schéma de ferrailage	61
3.2	ETUDE DES ESCALIERS	62
3.2.1	Types d'escaliers.....	62
3.2.1.1	Entre sol (Type01)	62
3.2.1.2	Rez-de-chaussée et étage courant (Type02)	65
3.2.2	Schéma de ferrailage	68
3.3	ETUDE DE LA POUTRE PALIERE	69
3.3.1	Pré dimensionnement.....	69
3.3.2	Vérification des conditions du RPA 99 version 2003	69
3.3.3	Calcul de la poutre palière à flexion simple	70
3.3.4	Ferrailage	70
3.3.5	Vérification de cisaillement en flexion simple	71
3.3.6	Calcul de la poutre palière à la torsion.....	71
3.3.6.1	Calcul de la section des armatures longitudinales	71
3.3.6.2	Ferrailages globale (flexion simple +torsion).....	71
3.3.7	Schéma de ferrailage	73
3.4	ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINE	73
3.4.1	Pré dimensionnement.....	73
3.4.2	Vérification des conditions du RPA 99 version 2003	73
3.4.3	Calcul les sollicitations de la poutre de chinage	73
3.4.4	Ferrailage	74
3.4.5	Vérification à L'ELU	74
3.4.6	Vérification à L'ELS	74
3.4.7	Schéma de ferrailage	75
.....	75
.....	75
3.5	ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	75
3.5.1	Etude de la dalle de l'ascenseur	75
3.5.1.1	Caractéristiques de l'ascenseur.....	75
3.5.1.2	Evaluation des charges et surcharges	76
3.5.1.3	Cas des charges réparties	76
3.5.1.4	Ferrailages	76
3.5.2	Dalle de salle machine.....	78
3.5.2.1	Ferrailage	79
3.5.2.2	Vérifications à L'ELU	80
3.5.2.3	Vérification à L'ELS	80
3.5.3	Schéma de ferrailage	81
3.6	ETUDE DE L'ACROTERE.....	82
3.6.1	Hypothèses de calcul.....	82
3.6.2	Evaluation des charges :.....	82
3.6.3	Calcul des sollicitations.....	82
3.6.4	Différentes combinaisons à utiliser.....	82
3.6.5	Ferrailage	83
3.6.6	Calcul à L'ELU	83
3.6.7	Schéma de ferrailage	85

4	ETUDE DYNAMIQUE.....	88
4.1	METHODES DE CALCUL.....	88
4.1.1	<i>Méthode statique équivalente</i>	88
4.1.1.1	Principe.....	88
4.1.1.2	Condition d'application	88
4.1.1.3	Calcul de la force sismique :.....	89
4.1.1.4	Estimation de la période fondamentale de la structure :.....	90
4.1.2	<i>Méthode d'analyse dynamique</i> :.....	91
4.1.2.1	Modélisation de la structure	91
4.1.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale :.....	92
4.1.2.3	Analyse du comportement de la structure	94
4.2	JUSTIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES :	96
4.2.1	<i>Sous charges verticales</i> :	96
4.2.2	<i>Sous charges horizontales</i> :	96
4.3	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :	97
4.4	VERIFICATION VIS-A-VIS DE DEPLACEMENT :	97
4.5	JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET $P-\Delta$:	99
4.6	VERIFICATION DE LA RESULTANTE DE LA FORCE SISMIQUE ET LA PERIODE DYNAMIQUE :	100
4.7	CONCLUSION	100
5	ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	102
5.1	ETUDE DES POUTRES.....	102
5.1.1	<i>Les recommandations du RPA 99/2003</i>	102
5.1.1.1	5.2.1.1 Armatures longitudinales : (art 7.5.2.1).....	102
5.1.1.2	Armatures transversales : (art 7.5.2.2).....	102
5.1.2	<i>Sollicitation et ferrailage des poutres</i>	103
5.1.3	<i>Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)</i>	103
5.1.4	<i>Vérification des armatures selon RPA (art 7.5.2.1)</i>	104
5.1.4.1	Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans les sections	104
5.1.4.2	Pourcentage minimale des armatures longitudinales dans les sections	104
5.1.4.3	Les longueurs de recouvrement.....	104
5.1.5	<i>Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1)</i>	106
5.1.6	<i>Schéma de ferrailage</i>	107
5.2	ETUDE DES POTEAUX	107
5.2.1	<i>Les recommandations du RPA 99/2003</i>	108
5.2.1.1	Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)	108
5.2.1.2	Les armatures transversales : (Article 7.4.2.2)	109
5.2.2	<i>Les sollicitations et ferrailage des poteaux</i>	110
5.2.2.1	Calcul de ferrailage.....	110
5.2.2.2	Exemple de ferrailage.....	110
5.2.2.3	Vérification du ferrailage transversal des poteaux	112
5.2.2.4	Vérifications nécessaires	112
5.2.2.5	Vérifications des contraintes de cisaillements.....	115
5.2.3	<i>Vérification des zones nodales</i>	115
5.2.3.1	Détermination du moment résistant dans les poteaux	116

5.2.3.2	Déterminations des moments résistant dans les poutres.....	117
5.2.4	<i>Schéma de ferrailage des poteaux</i>	118
5.3	ÉTUDE DES VOILES.....	118
5.3.1	<i>Les recommandations du RPA 99/2003</i>	119
5.3.1.1	Armatures longitudinales : (art 7.5.2.1).....	119
5.3.1.2	Armatures horizontales.....	119
5.3.1.3	Armatures transversales.....	119
5.3.1.4	Armatures de coutures	119
5.3.1.5	Règles communes (armatures verticales et horizontales).....	120
5.3.2	<i>Calcul des sollicitations revenant au voile</i>	120
5.3.3	<i>Calcul du ferrailage</i>	122
5.3.4	<i>Schéma de ferrailage</i>	129
6	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	131
6.1	CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS	131
6.2	COMBINAISONS DE CALCUL	131
6.3	ETUDES DES FONDATIONS	131
6.3.1	<i>Vérification des semelles isolées</i>	131
6.3.2	<i>Vérification des semelles filantes</i> :	132
6.3.3	<i>Etude du radier</i>	133
6.3.3.1	Pré dimensionnement :	133
6.3.3.2	Les Vérifications nécessaires.....	135
6.3.3.3	Ferrailage du radier.....	137
6.4	ETUDE DES NERVURES :	140
6.5	ETUDE DE MUR DE SOUTÈNEMENT	146
6.5.1	<i>Dimensionnement des murs</i>	147
6.5.2	<i>Calcul des sollicitations nécessaire à la vérification de la stabilité</i> :	148
6.5.3	<i>Vérification de la stabilité</i>	150
6.5.4	<i>Ferrailage</i>	151
	CONCLUSION GENERALE.....	156
	BIBLIOGRAPHIE	158
	ANNEXES	160

Liste des figures

Figure 1-1: Géolocalisation du village TERCHA	5
Figure 1-2: Diagramme contrainte déformation de béton	10
Figure 1-3: Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	12
Figure 2-1: Coupe transversale d'un plancher à entrevous	15
Figure 2-2: Schéma de la disposition des poutrelles pour l'entre sol.....	16
Figure 2-3: Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC	17
Figure 2-4: Schéma de la disposition des poutrelles pour l'étage courant	17
Figure 2-5: Schéma de la disposition des poutrelles pour le dernier niveau	18
Figure 2-6: Coupe transversale d'une poutrelle	18
Figure 2-7: Schéma d'un escalier.....	23
Figure 2-8: Surface afférente du poteau I8	30
Figure 2-9: Surface afférente du poteau C7	33
Figure 3-1: Schéma statique d'une poutrelle	43
Figure 3-2: Schéma statique d'une poutrelle	44
Figure 3-3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	56
Figure 3-4: Schéma d'une dalle sur 4 appuis	56
Figure 3-5: Schéma de ferrailage de dalle.....	61
Figure 3-6: Vue en plan et en perspective de l'escalier type 1	62
Figure 3-7: Schéma statique	62
Figure 3-8: Schéma statique d'une poutrelle	62
Figure 3-9: Schéma statique de l'escalier.....	65
Figure 3-10: Schéma statique avec chargements.....	65
Figure 3-11: Tromçon 01	66
Figure 3-12: Schéma de ferrailage d'escaliers type 01	68
Figure 3-13: Schéma de ferrailage d'escaliers type 02	68
Figure 3-14: Schéma de ferrailage d'escaliers type 02'	69
Figure 3-15: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	73
Figure 3-16: Schéma statique de la poutre de chinage	73
Figure 3-17: Schéma de ferrailage de la poutre de chinage	75
Figure 3-18: Schéma représentant la surface d'impact	78
Figure 3-19: Vue en coupe du ferrailage de la dalle	81
Figure 3-20: Schéma de ferrailage de la dalle.	81
Figure 3-21: Vu en plan de l'acrotère	82
Figure 3-22: Schéma de ferrailage de l'acrotère	85
Figure 4-1 Disposition des voiles	92
Figure 4-2 Premier mode de déformation translation suivant x ($T=0.91s$).....	94
Figure 4-3 Deuxième mode de déformation translation suivant y ($T=0.82s$)	94
Figure 4-4 Troisième mode de déformation rotation suivant z ($T_z=0.78s$).....	95
Figure 5-1: 5.1 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	107
Figure 5-2: 5.1 Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	107
Figure 5-3: Zone nodale	108
Figure 5-4: Les moments résistant dans la zone nodale	116

Figure 5-5: schéma de ferrailage des poteaux	118
Figure 5-6: Ferrailage du voile Vx3 RDC.....	129
Figure 5-7: Ferrailage du voile Vy1 RDC.....	129
Figure 6-1: Vue en plan de la semelle	132
Figure 6-2: Coupe P-P.....	132
Figure 6-3: Semelle filante sens x-x.....	132
Figure 6-4: Semelle filante sens y-y.....	133
Figure 6-5: Schéma du ferrailage du radier.....	140
Figure 6-6: Schéma des nervures dans le sens x-x.....	141
Figure 6-7: Schéma des nervures dans le sens y-y.....	141
Figure 6-8: Section de la nervure a ferrailé.....	143
Figure 6-9: Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	145
Figure 6-10: Schéma de ferrailage des nervures sens y-y	146
Figure 6-11: Schéma de mur de soutènement	146
Figure 6-12: Schéma du ferrailage de mur de soutènement.....	153

Liste des tableaux

Tableau 2-1 Évolution des charges du plancher	26
Tableau 2-2 Évaluation des charges de la terrasse inaccessible	27
Tableau 2-3 Évaluation des charges sur les dalles pleines des balcons.....	27
Tableau 2-4 Évaluation des charges sur les planchers en DP.....	27
Tableau 2-5 Évaluation des charges des murs extérieurs	28
Tableau 2-6 Évaluation des charges du palier	28
Tableau 2-7 Évaluation des charges de la volée.....	28
Tableau 2-8 Évaluation des charges de la terrasse accessible	29
Tableau 2-9 Les charges revenantes au poteau I8	31
Tableau 2-10 Les harges revenantes au poteau C7.....	34
Tableau 2-11 Vérification de la résistance compression simple	36
Tableau 2-12 Vérification de la stabilité de forme	37
Tableau 2-13 Vérification des conditions de RPA	38
Tableau 3-1: Les différents types de poutrelles.....	40
Tableau 3-2: Les différentes charges sur les poutrelles.....	43
Tableau 3-3: Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	45
Tableau 3-4: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	46
Tableau 3-5: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible	46
Tableau 3-6: Ferrailage des poutrelles de plancher habitation	48
Tableau 3-7: Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible	48
Tableau 3-8: Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible.....	48
Tableau 3-9: Vérifications de l'état limite de compression du béton pour.....	50
Tableau 3-10: Vérifications de l'état limite de compression du béton pour plancher terrasse accessible	51
Tableau 3-11: vérifications de l'état limite de compression du béton pour la terrasse inaccessible	51
Tableau 3-12: Rê-vérifications de la fléché pour plancher habitation.....	54
Tableau 3-13: Vérifications de la fléché pour plancher terrasse accessible	54
Tableau 3-14: Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible	54
Tableau 3-15: Schémas de ferrailage des poutrelles	55
Tableau 3-16: Ferrailage aux niveaux des appuis	57
Tableau 3-17: Vérifications des Condition de non-fragilité	58
Tableau 3-18: Ferrailage des appuis dans le sens y-y	58
Tableau 3-19: Vérifications de la contrainte pour plancher en dalle plein.....	60
Tableau 3-20: Vérifications de la fléché pour plancher en dalle plein	61
Tableau 3-21: Ferrailage d'escalier type 01	64
Tableau 3-22: Les vérifications des contraintes l'état limite.....	64
Tableau 3-23: Vérifications de la fléché pour l'escalier type 01	65
Tableau 3-24: Ferrailage d'escalier type 02.....	66
Tableau 3-25: Ferrailage d'escalier type 02'	67
Tableau 3-26: Vérification des contraintes de type 2.....	67
Tableau 3-27: Vérification des contraintes de type 2'	67
Tableau 3-28: Vérification de la flèche de type 2	67
Tableau 3-29: Vérification de la flèche de type 2'	67

Tableau 3-30: Ferrailage de la poutre palière.....	70
Tableau 3-31: Les vérifications des contraintes l'état limite	72
Tableau 3-32: Ferrailage de la poutre de chinage	74
Tableau 3-33: Les vérifications des contraintes l'état limite.....	74
Tableau 3-34: Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	77
Tableau 3-35: Les vérifications des contraintes l'état limite.....	77
Tableau 3-36: Ferrailage de la dalle d'ascenseur	79
Tableau 3-37: Les vérifications des contraintes l'état limite.....	81
Tableau 3-38: Différentes combinaisons à utiliser	82
Tableau 4-1 Tableau de Période de vibration et taux de participation des masses modales	93
Tableau 4-2: Vérification de la période dynamique à la base	93
Tableau 4-3 Vérification de l'effort tranchant à la base	95
Tableau 4-4 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles	96
Tableau 4-5 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.....	96
Tableau 4-6 Vérification de l'effort normal dans les poteaux.....	97
Tableau 4-7 Vérification de l'effort normal avec les nouvelles sections	97
Tableau 4-8 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X)	98
Tableau 4-9 Vérification de déplacement relatif dans le sens (Y-Y)	98
Tableau 4-10 Vérification à l'effet P- Δ selon x-x	99
Tableau 4-11 Vérification à l'effet P- Δ selon y-y	100
Tableau 5-1: Ferrailages des poutres principales et secondaires	103
Tableau 5-2: Vérifications des contraintes tangentielles	103
Tableau 5-3: Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	104
Tableau 5-4: Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	106
Tableau 5-5: Vérification de la flèche pour les poutres.....	106
Tableau 5-6: Vérification de la flèche pour la poutre principale.....	107
Tableau 5-7: Les sollicitations dans les poteaux	110
Tableau 5-8: Le ferrailage des poteaux	111
Tableau 5-9: Vérification du ferrailage transversal.....	112
Tableau 5-10: Vérification ou flambement des poteaux	113
Tableau 5-11: Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux	114
Tableau 5-12: Vérifications des contraintes de cisaillements	115
Tableau 5-13: Les moments résistant dans les poteaux.....	116
Tableau 5-14: Les moments résistant dans les poutres.....	116
Tableau 5-15: Vérifications des zones nodales poutres principales	117
Tableau 5-16: Vérifications des zones nodales poutres secondaires	117
Tableau 5-17: Les sollicitations revenant aux voiles V_X2.....	120
Tableau 5-18: Les sollicitations revenant aux voiles V_X3.....	121
Tableau 5-19: Les sollicitations revenant aux voiles V_Y 1.....	121
Tableau 5-20: Les sollicitations revenant aux voiles V_Y2.....	121
Tableau 5-21: Les sollicitations revenant aux voiles V_Y3.....	122
Tableau 5-22: Ferrailage du voiles V_X2	124
Tableau 5-23: Ferrailage du voiles V_X3	125
Tableau 5-24: Ferrailage du voiles V_y1	126
Tableau 5-25: Ferrailage du voiles V_y2	127

Tableau 5-26: Ferrailage du voilesV_y3	128
Tableau 6-1: Ferrailage de radier	138
Tableau 6-2: Vérifications des contraintes du radier.....	139
Tableau 6-3: Re-vérification des contraintes du radier	139
Tableau 6-4: Sollicitations des nervures dans le sens x-x	142
Tableau 6-5: Sollicitations des nervures dans le sens y-y	142
Tableau 6-6: : Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	142
Tableau 6-7: : Sollicitations des nervures dans le sens y-y	142
Tableau 6-8 : Ferrailage des nervures	144
Tableau 6-9: Vérification des contraintes dans la nervure	145
Tableau 6-10: Re vérification des contraintes sens x-x.....	145

Abréviations

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

kN: kilo Newton

m : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

σ_b : Contrainte de compression du béton

σ_b : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_t : Section d'armatures transversales

Δ_{ft} : La flèche

Δ_{fadm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

« Introduction générale »

Introduction générale

Contexte

La conception et la construction de structures sont des processus complexes qui impliquent plusieurs acteurs, tels que le client, l'architecte et l'ingénieur civil. L'ingénieur civil joue un rôle crucial dans la conception de structures solides et résistantes, qui sont essentielles pour assurer la sécurité des personnes et prévenir les dommages matériels liés aux défaillances structurelles.

Problématique

Cependant, le phénomène sismique constitue une préoccupation majeure dans le domaine de la construction. La prédiction précise des risques sismiques et leur apparition aléatoire sont des défis complexes. Par conséquent, les ingénieurs civils doivent s'appuyer sur la recherche scientifique pour développer des solutions efficaces afin de faire face à ce problème et de garantir la sécurité des structures.

De plus, l'étude des structures en béton armé présente des difficultés spécifiques liées au choix du modèle de comportement. Il est crucial de prendre en compte ces difficultés et de suivre rigoureusement les règlements établis par le ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme pour garantir des structures sûres et conformes aux normes de construction.

La problématique centrale réside donc dans la gestion des risques sismiques et la sélection adéquate du modèle de comportement des structures en béton armé, en accordant une attention particulière aux règlements et normes régissant le secteur de la construction.

Objectif initial

Notre objectif principal dans le cadre de ce projet est d'appliquer de manière concrète les connaissances et compétences acquises lors de notre formation d'ingénieurs pour réaliser une étude approfondie et complète d'un bâtiment en béton armé. Nous cherchons à examiner et analyser tous les aspects de la structure, en tenant compte des considérations de conception, de résistance et de sécurité.

Notre étude couvrira la sélection des matériaux, le dimensionnement des éléments structuraux, l'évaluation des charges exercées, l'analyse dynamique, le ferrailage adéquat, ainsi que l'étude des fondations. Nous nous efforcerons de répondre aux exigences réglementaires et parasismiques pertinentes, en assurant la stabilité, la durabilité et la sécurité de la structure. En fin de compte, nous visons à fournir des recommandations solides et fiables pour la conception et la construction de ce bâtiment en béton armé, en mettant en avant les meilleures pratiques de l'ingénierie civile.

Organisation du rapport

Afin d'aborder de manière méthodique les différents aspects de la conception et de la construction de la structure, en garantissant la sécurité des habitants et la stabilité de l'ensemble, nous avons divisé notre travail en six chapitres distincts :

- Le premier chapitre présente une description complète de notre projet, en définissant les différents éléments et en sélectionnant les matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre concerne le prédimensionnement et la détermination des charges sur les éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite du calcul des éléments non structuraux tels que les acrotères, les escaliers et les planchers, etc.
- Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment, réalisée à travers l'analyse en 3D de la structure sur le logiciel de calcul ETABS.
- Le cinquième chapitre se concentre sur le ferrailage des éléments structuraux.
- Enfin, le sixième chapitre aborde l'étude des fondations, suivie d'une conclusion générale.

Chapitre 01

« Généralités »

1 Généralités

Ce chapitre rassemble quelques connaissances de bases sur lesquelles nous prendrons appui pour la réalisation de notre projet, à savoir la présentation de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux, les réglementations et normes utilisées ainsi que les hypothèses de calcul.

1.1 Présentation de l'ouvrage

A travers cette section, nous présentons l'ouvrage de ce projet en détaillant ses différents éléments, notamment l'implantation et la description du projet ainsi que les caractéristiques et la conception de la structure en plus d'une étude géotechnique.

1.1.1 Implantation du projet

Ce projet est implanté au village TERCHA situé dans la commune d'Elkseur dans la wilaya de Béjaïa en Algérie.



Figure 1-1: Géolocalisation du village TERCHA

1.1.2 Description du projet

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7 en béton armé composé de :

- Premier entresol de 3.06 mètres de hauteur.
- Deuxième entresol de 2.88 mètres de hauteur.
- Un rez-de-chaussée pour habitation composé de logement de type F3, de 3.06 mètres de hauteur.
- Sept étages pour habitation composé de logement de type F2, F3 et F4, de 3.06mètres de hauteur.

1.1.3 Caractéristiques géométriques de structure

La structure se caractérise par :

- Longueur en plan : 31.06 mètres.
- Largeur en plan : 19.76 mètres.
- Hauteur totale : 33.48 mètres.

1.1.4 Classification de l'ouvrage

D'après la classification des **RPA99 version 2003** :

1.1.4.1 Zone de sismicité

La région de l'implantation de cet ouvrage c'est la zone IIa qui est considérée comme une région de moyenne sismicité.

1.1.4.2 Selon son importance

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

1.1.5 Conception de la structure de bâtiments

1.1.5.1 Éléments de contreventement

1. **Les voiles** : Ce sont des éléments verticaux réalisés en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.
2. **Les poteaux** : Ce sont des éléments verticaux à reprendre et à transmettre les sollicitations (Efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
3. **Les poutres** : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane

1.1.5.2 Planchers

Ce sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, nous distinguons deux types de planchers :

1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

2. Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

1.1.5.3 Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

1.1.5.4 Ascenseur

C'est un appareil élévateur installé comportant une cabine dont les dimensions et les constituants permettent l'accès des personnes et de matériels.

1.1.5.5 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs:

1. **Mur extérieur** : Ils sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) Séparées par un vide de 5 cm.
2. **Mur intérieur** : Ils sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

1.1.5.6 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

1.1.5.7 Acrotère

C'est un élément en béton armé encastré au niveau des planchers terrasses.

1.1.6 Etude géotechnique

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol :

- La contrainte admissible du sol : 2 bar.
- Le sol est peu compressible et son indice de compressibilité est de 2.31 %.
- Le coefficient de gonflement est 0.51 %, qui caractérise un sol non gonflant.

1.2 Contraintes limites

1.2.1 L'état limite ultime (ELU)

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- De résistance pour les matériaux constitutifs.
- De stabilité de forme : Instabilité élastique due au flambement des pièces élancées.

1.2.2 L'état limite de service (ELS)

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- La limitation de la compression du béton.
- La limite de déformation : Les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.3 Caractéristiques des matériaux

1.3.1 Le béton

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrages dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau de gâchage, et dans certains cas d'adjuvants.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et éventuellement les efforts de compression quand le béton seul ne suffit pas.

1.3.1.1 La masse volumique du béton

Nous considérons réglementairement que la masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m^3 , sachant que la masse volumique du béton varie entre 2200 kg/m^3 et 2400 kg/m^3 .

1.3.1.2 La déformation thermique du béton

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur :

$$\Delta l = \pm l * \alpha * \Delta t$$

Tel que :

Δl : La variation de température ;

α : Le coefficient de dilatation ;

l : La longueur initiale.

1.3.1.3 La résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de j jours, est :

- Pour $j \leq 60$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j \geq 60$ jours :

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

f_{c28} : C'est la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Pour notre étude nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

1.3.1.4 Résistance du béton à la traction

La résistance de béton en traction est très faible par rapport à sa résistance en compression. Elle est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 * (f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.3.1.5 La déformation longitudinale du béton

1. Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures nous avons :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation différée :

Pour les charges de longue durée d'application nous avons :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou } E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

1.3.1.6 Le coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre les deux déformations (transversales et longitudinales), et égal à :

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta d}{d}\right)}{\left(\frac{\Delta l}{l}\right)}$$

Avec :

$\frac{\Delta d}{d}$: La déformation relative transversale ;

$\frac{\Delta l}{l}$: La déformation relative longitudinale.

Le coefficient de poisson sera égal à :

- 0 pour le calcul à ELU ;
- 0.2 pour le calcul à ELS.

1.3.1.7 Les contraintes limites

1. Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b}$$

Tel que γ_b est le coefficient de sécurité du béton, avec :

$\gamma_b = 1.5$: Pour les cas généraux ;

$\gamma_b = 1.15$: Pour les cas accidentels.

Et θ c'est le coefficient qui dépend de la durée d'application de la charge, avec :

$\theta = 1$ si la durée > 24h

$\theta = 0.9$ si $1h \leq \text{la durée} \leq 24h$

$\theta = 0.85$ si la durée $\leq 24h$

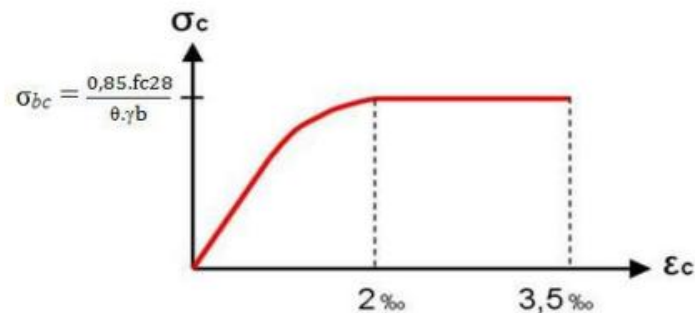


Figure 1-2: Diagramme contrainte déformation de béton

2. Etat limite de service :

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

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

3. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Sachant que :

- La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ;

b, d : Dimensions de pièce.

- Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :
 - Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.2 * f_{c28}; 5 \text{ MPa})$
 - Fissuration préjudiciable (très préjudiciable) : $\bar{\tau}_u = \min(0.15 * f_{c28}; 4 \text{ MPa})$

1.3.2 L'acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone. Le pourcentage de Carbone est de 0,5% à 2%, et en fonction de ce pourcentage nous pouvons définir plusieurs qualités, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion, Et sa limite d'élasticité garantie est désignée par f_e .

Dans la pratique nous utilisons les nuances d'acier suivantes :

- Acier Ha FeE400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$), pour les armatures transversales.
- Acier TSL ($f_e = 500 \text{ MPa}$), pour les treillis soudés.

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

1.3.2.1 Contraintes limites

- **L'état limite ultime :**

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Tel que γ_b est le coefficient de sécurité, avec :

$\gamma_s = 1$: Dans le cas accidentel ;

$\gamma_s = 1.15$: Dans le cas durable ou transitoire $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

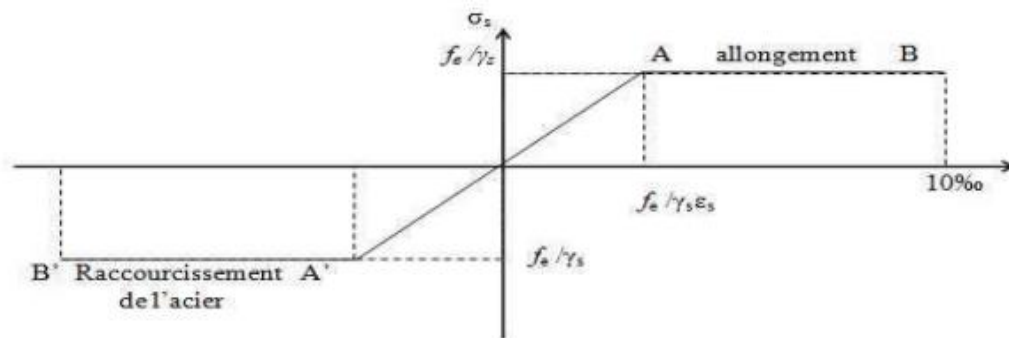


Figure 1-3: Diagramme contrainte déformation de l'acier

- **L'état limite de service :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, nous avons :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification ;
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta * f_t}\right) MPa$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} * f_e; 90 \sqrt{\eta * f_t}\right) MPa$

Tel que η est le coefficient de fissuration, avec :

- $\eta = 1$: Pour les aciers ronds lisses ;
- $\eta = 1.6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).

1.3.2.2 Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

- η : Coefficient d'équivalence ;
- E_s : Module de déformation de l'acier ;
- E_b : Module de déformation du béton.

1.4 Réglementations et normes utilisées

Cette étude est réalisée conformément aux règlements suivants :

- DTR BC 2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- RPA 99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux États Limites).
- CBA93. (Code du béton armé).

1.5 Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$,
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10\,818.8656 \text{ MPa}$,
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32\,164.1951 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : nous avons choisi le : « f_e .E 400» H.A.

Ce chapitre donne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi que les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre 02

**« Pré-Dimensionnement des
éléments »**

2 Pré-Dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et B.A.E.L 91.

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

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

2.1 Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

2.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment et il est constitué :

- De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5m à 0,7m ;
- D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton en terre cuite ou en polystyrène ;
- D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient de coffrage.

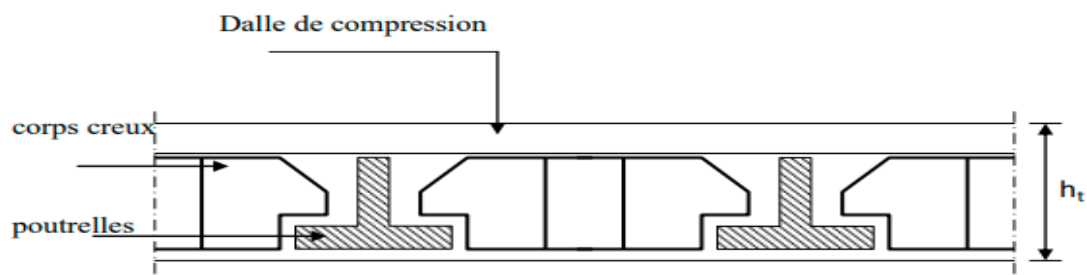


Figure 2-1: Coupe transversale d'un plancher à entrevous

Avec :

h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression,

d_{cc} : Hauteur du corps creux,

b_0 : Largeur de la nervure,

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le prédimensionnement nous allons utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche.

La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) suivante :

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

L_{max} est la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Nous avons donc : $b = 30\text{cm}$, sachant que b est choisie forfaitairement.

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 470cm.

$$L_{max} = 470 - 30 = 440\text{cm} \rightarrow h \geq \frac{440}{22.5} \rightarrow h \geq 19.56\text{ cm}$$

Nous prenons $h = 20\text{cm}$.

Et soit :

- Hauteur de dalle de compression $h_{dc} = 5\text{ cm}$.
- Hauteur de corps creux $d_{cc} = 16\text{ cm}$.

2.1.1.1 Disposition des poutrelles

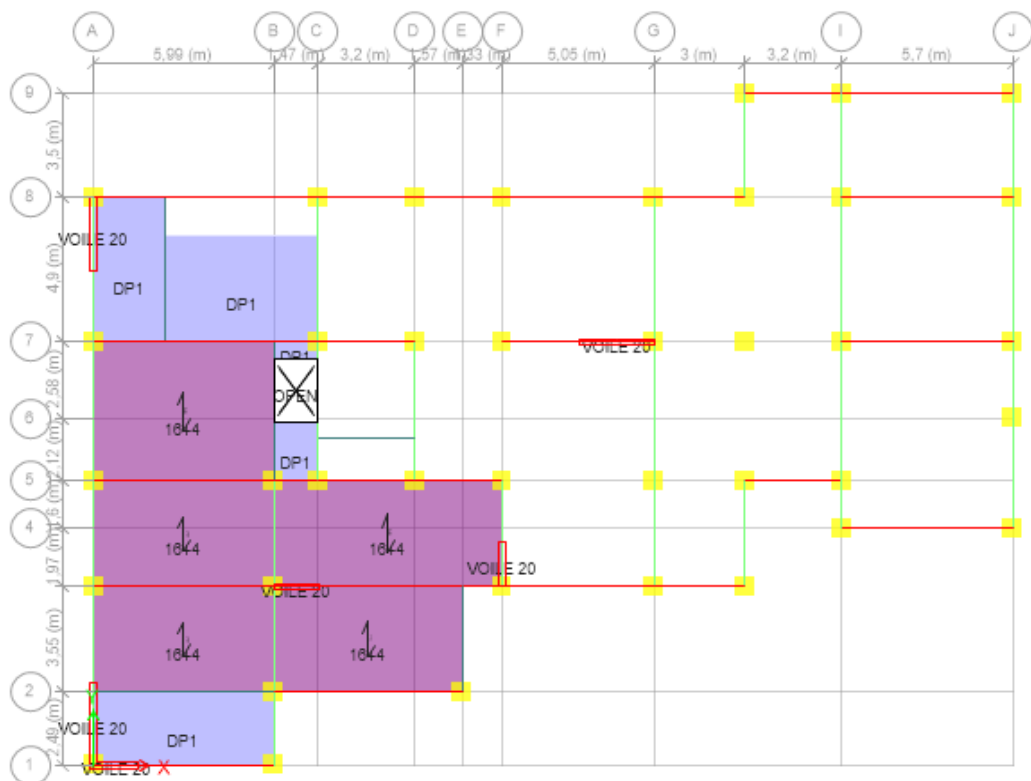


Figure 2-2: Schéma de la disposition des poutrelles pour l'entre sol

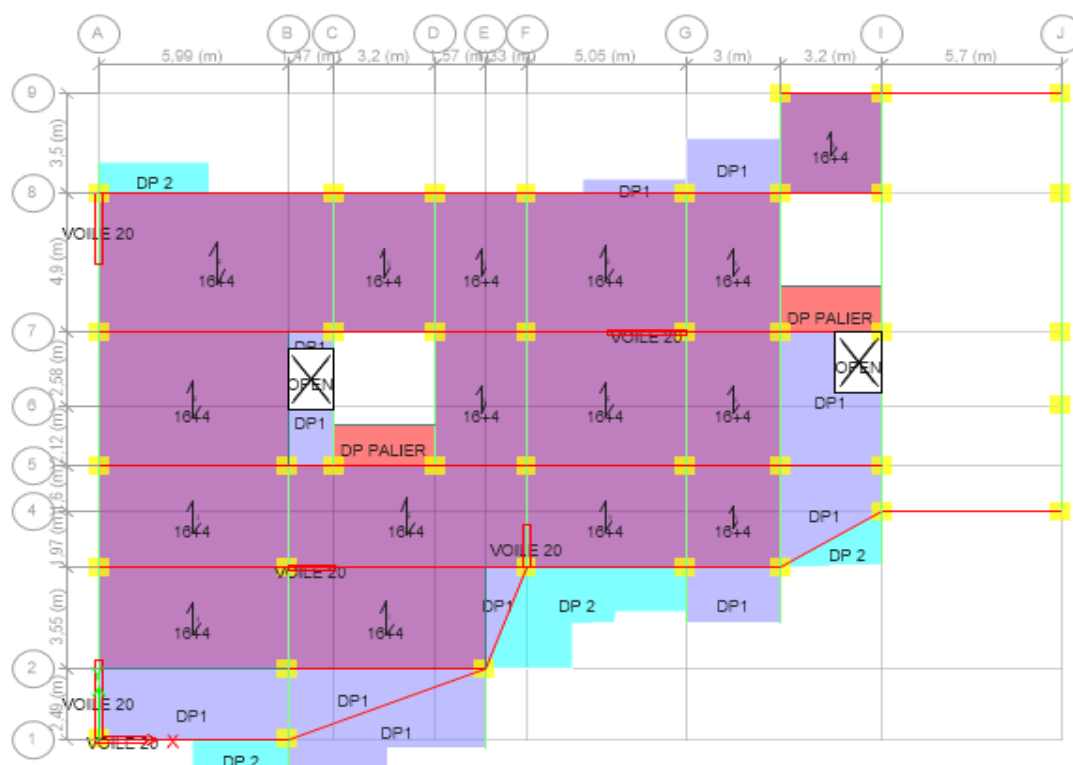


Figure 2-3: Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC

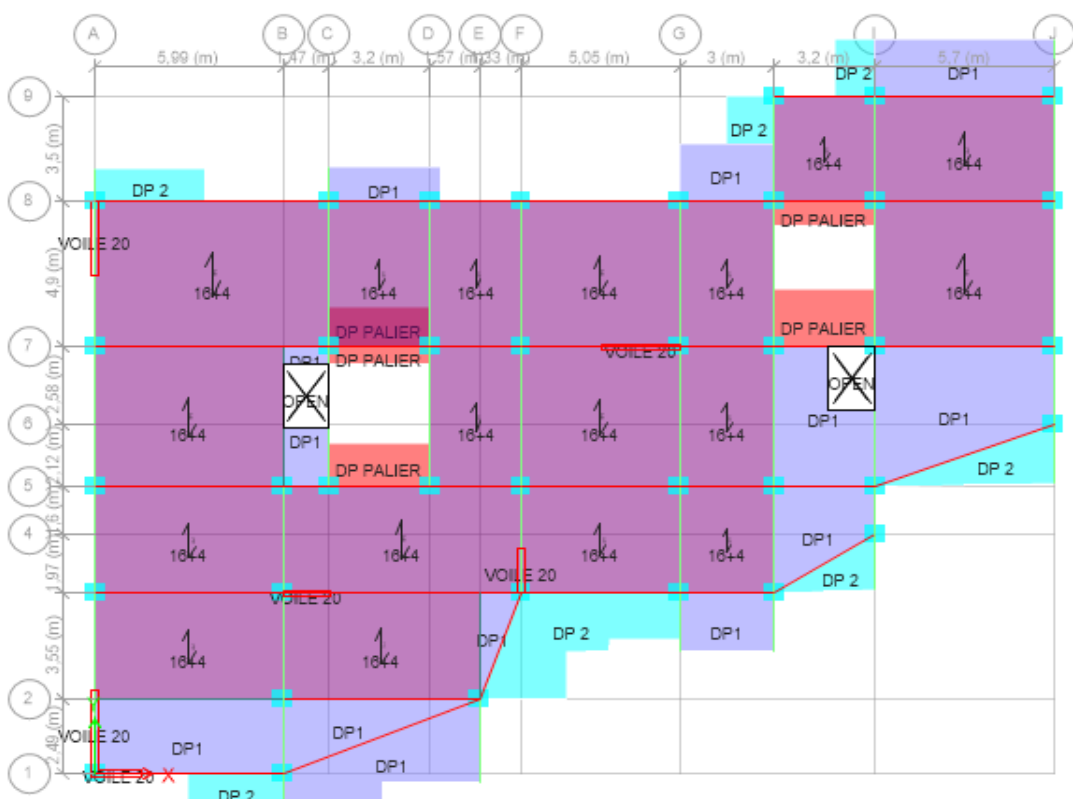


Figure 2-4: Schéma de la disposition des poutrelles pour l'étage courant

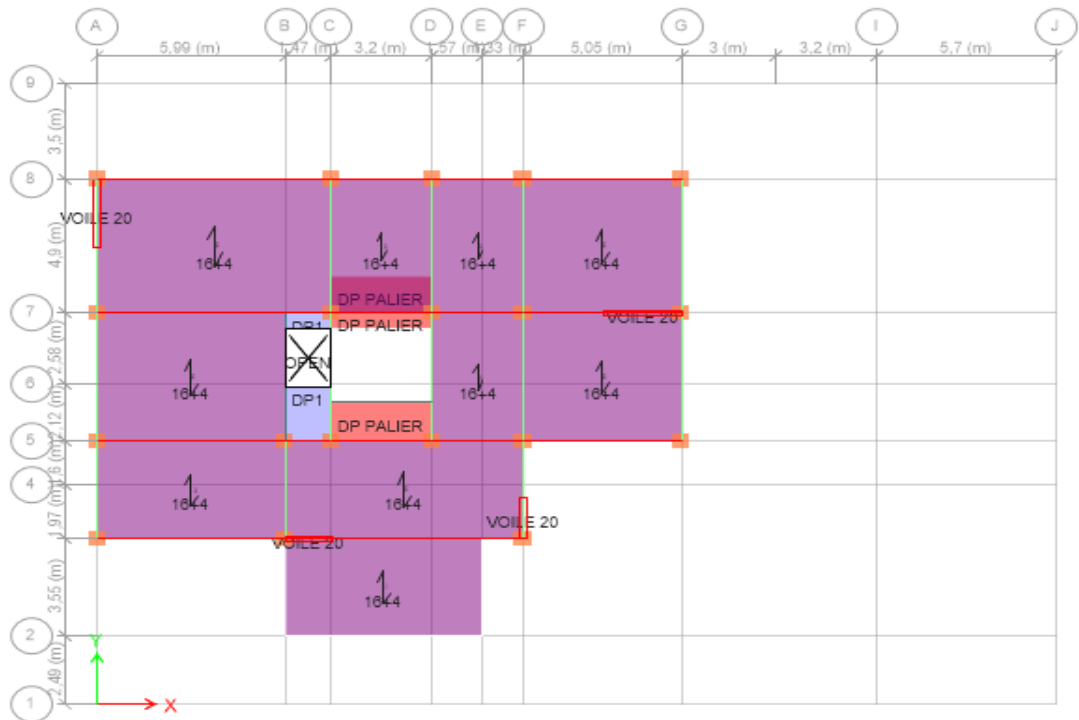


Figure 2-5: Schéma de la disposition des poutrelles pour le dernier niveau

2.1.1.2 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T et en béton armé servant à transmettre les charges ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée (pour minimiser la flèche).
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

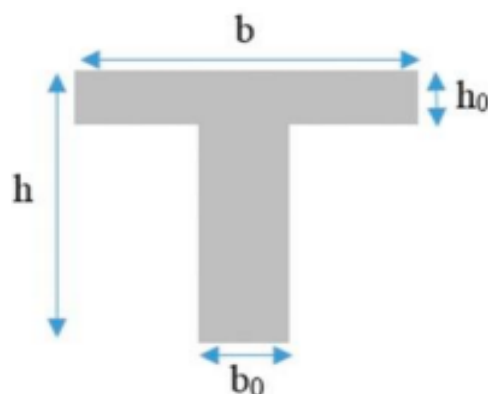


Figure 2-6: Coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

h : Hauteur du plancher égale à 20cm.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression égale à 4cm.

b_0 : Largeur de la nervure, tel que : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$, Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

b : Largeur efficace donnée par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{CBA. Art4.1.3}$$

Avec :

L_x : Distance entrevous de deux poutrelles,

L_y^{min} : Longueur minimale entrevous d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc nous avons ce qui suit :

$$L_x = 65 \text{ cm},$$

$$L_y^{min} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}.$$

$$\text{D'où : } \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{65}{2}; \frac{270}{10}\right) \rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(32.5; 27) \rightarrow \frac{b-10}{2} \leq 27 \rightarrow b \leq 64 \text{ cm}$$

Pour la suite nous allons opter pour: $b = 60 \text{ cm}$.

2.1.2 Dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux qui sont utilisés pour plan-chers à surcharge élevée généralement.

Elles reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis et que la charge des panneaux se calcule indépendamment des autres.

Pour trouver ρ nous appliquons la formule suivante :

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

Tels que :

l_x : Petite dimension du panneau,

l_y : Grande dimension du panneau.

Le pré dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

1. Critère de résistance à la flexion : RPA 99/2003

- $\frac{l_x}{20} \leq e$: Pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{35}$: Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{35}$: Pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur quatre appuis, avec $\rho \geq 0.4$

2. Critère de résistance au feu

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

3. Critère d'isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93», l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

2.1.2.1 Types de dalles pleines

1. Dalle pleine sur quatre appuis

- **Dalle pleine (sous-sol)**

Avec : $l_x = 460\text{ cm}$ et $l_y = 716\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{460}{716} = 0.64 \geq 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{460}{45} \leq e \leq \frac{460}{40}$$

$$\Rightarrow 10.22 \leq e \leq 11.50 \Rightarrow e = 11\text{ cm}$$

- **Dalle pleine (Ascenseur)**

Avec : $l_x = 150\text{ cm}$ et $l_y = 710\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{170} = 0.88 \geq 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75 \Rightarrow e = 3.5\text{ cm}$$

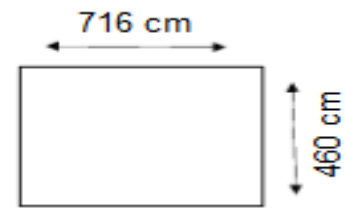


Figure 2-7: Dalle sur 4 appuis

2. Dalle pleine sur deux appuis :

- **Exemple 01 : Balcon**

Avec : $l_x = 80\text{ cm}$ et $l_y = 335\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{80}{335} = 0.23 < 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{80}{35} \leq e \leq \frac{80}{30}$$

$$\Rightarrow 2.28 \leq e \leq 2.66 \Rightarrow e = 2.5\text{ cm}$$

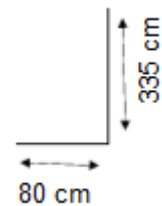


Figure 2-8: Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

- **Exemple 02 : Plancher**

Avec : $l_x = 168\text{ cm}$ et $l_y = 520\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{168}{520} = 0.32 < 0.4$$

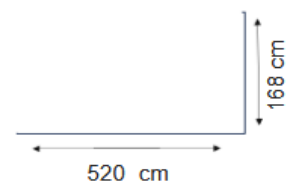


Figure 2-9: Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} &\Rightarrow \frac{168}{35} \leq e \leq \frac{168}{30} \\ \Rightarrow 4.80 \leq e \leq 5.60 &\Rightarrow e = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc nous utilisons le résultat de la condition de coupe-feu $e \Rightarrow 15 \text{ cm}$.

2.2 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et nous en distinguons deux types :

2.2.1 Poutres principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Elles reçoivent les charges transmises par les solives et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent ;

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

Leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec L_{max} est la portée maximale entre nus d'appuis.

Sachant que : $L_{max} = 746 - 30 = 716 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{716}{15} \leq h \leq \frac{716}{10} \Rightarrow 47.73 \leq h \leq 71.6$$

Nous prenons : $h = 50 \text{ cm}$ et soit $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification des conditions du R.P.A 99 V 2003 :

- $b = 30 \geq 20 \dots$ Vérifiée
- $h = 50 \geq 30 \dots$ Vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 \leq 4 \dots$ Vérifiée

Pour la suite nous optons pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

2.2.2 Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont disposées parallèles aux poutrelles.

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Leur hauteur est également donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

Sachant que : $L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.67 \leq h \leq 46$$

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

Vérification des conditions du R.P.A 99 V 2003 :

- $b = 30 \geq 20$... Vérifiée
- $h = 40 \geq 30$... Vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$... Vérifiée

Pour la suite nous optons pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.3 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers.

Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$
- $L \geq 4 e$

Tels que :

h_e : Hauteur libre d'étage

e : Epaisseur du voile (a min = 15cm)

L : longueur du voile

2.3.1 Calcul des différentes dimensions de voiles

1. Entre sol 01

Nous avons : $h_e = 306$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

2. Entre sol 02

Nous avons : $h_e = 288$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{288}{20} = 14.4 \text{ cm}$$

3. Rez-de-chaussée et étage courant

Nous avons : $h_e = 306$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

Pour la suite, nous optons pour des voiles d'une épaisseur de :

- Entre sol et Rez-de-chaussée : $e = 20cm$
- Pour les autres niveaux : $e = 20cm$
- Longueur minimal des voiles sera de : $L_{min} \geq 4 * e \Rightarrow L_{min} = 80cm$

2.4 Pré-dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- **Giron (g)** : largeur de la marche.
- **Contremarche (h)** : hauteur de la marche.
- **Emmarchement (l)** : longueur de la marche.
- **Paillasse** : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.
- **Palier** : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.
- **Volée** : succession de marches entre deux paliers.
- **Pente** : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

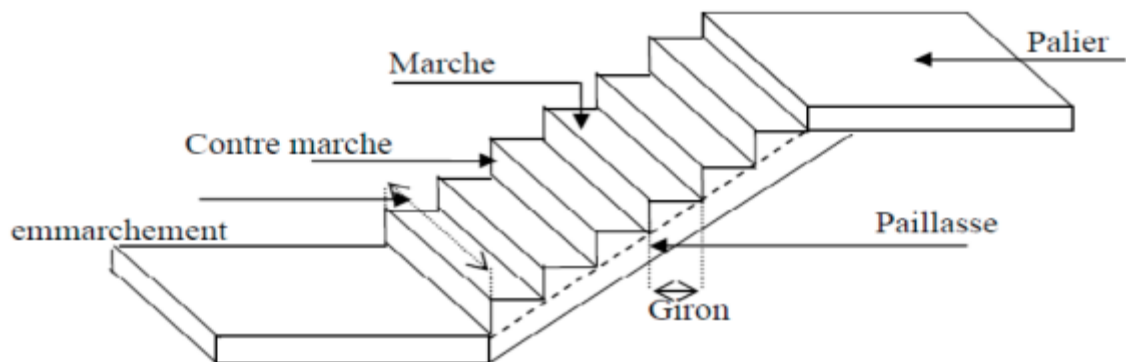


Figure 2-10: Schéma d'un escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de BLONDEL : $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Sachant que :

- n-1 : nombre de marche,
- L : longueur de la volée,
- n : nombre de contre marche.

Nous distinguons plusieurs types d'escaliers :

- **Type 01 (Entresol 01 / Sous pente)**

En prenant : $L_0 = 610 \text{ cm}$ et $H = 306 \text{ cm}$

$$64 n^2 = (64 + 2H + L_0) * n + 2H = 0$$

$$64 n^2 = 1118 * n + 612 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1118 \Rightarrow n = 18 \text{ et } n - 1 = 17$$



Figure 2-11: Schéma statique d'escalier entresol

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{510}{17} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L' = \sqrt{510^2 + 306^2} = 594.75$$

$$L = L' = 594.75 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{594.75}{30} \leq e \leq \frac{594.75}{20} \Rightarrow 19.82 \leq e \leq 29.73 \text{ cm}$$

Nous prenons $e = 20 \text{ cm}$.

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{306}{510} \Rightarrow \alpha = 30.96$$

- **Type 02 (Etage)**

Volée01 :

En prenant : $L_0 = 240 \text{ cm}$ et $H = 180 \text{ cm}$

$$64 n^2 = 628 * n + 324 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.07 \Rightarrow n = 9 \text{ et } n - 1 = 8$$

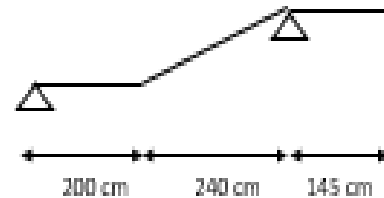


Figure 2-12: Schéma statique d'escalier de l'étage courant volée2 type2

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{162}{9} = 18 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L = 200 + 145 + \sqrt{240^2 + 162^2} = 634.55 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{634.55}{30} \leq e \leq \frac{634.55}{20} \Rightarrow 21.15 \leq e \leq 31.72 \text{ cm}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{162}{240} \Rightarrow \alpha = 34.01$$

Volée 02 :

$$64 n^2 = 562 * n + 244 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 402 \Rightarrow n = 8 \text{ et } n - 1 = 7$$

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} = 18 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L = 230 + 145 + \sqrt{210^2 + 144^2} = 629.62 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{629.62}{30} \leq e \leq \frac{629.62}{20} \Rightarrow 20.98 \leq e \leq 31.48 \text{ cm , nous prenons } e = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{144}{210} \Rightarrow \alpha = 34.43$$

- Type 0 3 (Etage)**

Volée01

En prenant : $L_0 = 240 \text{ cm}$ et $H = 162 \text{ cm}$

$$64 n^2 = 628 * n + 324 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.06 \Rightarrow n = 9 \text{ et } n - 1 = 8$$

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{162}{9} = 18 \text{ cm}$$

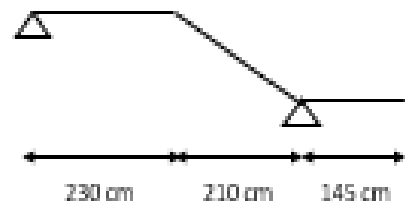


Figure 2-13: Schéma statique d'escalier volée2 type2

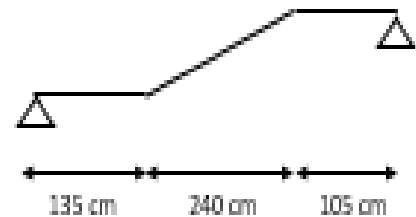


Figure 2-14: Schéma statique d'escalier volée1 type3

Epaisseur de la paillasse :

$$L = 135 + 105 + \sqrt{240^2 + 162^2} = 529.55 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{529.55}{30} \leq e \leq \frac{529.55}{20} \Rightarrow 17.65 \leq e \leq 26.47 \text{ cm , nous prenons } e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{162}{240} \Rightarrow \alpha = 34.02$$

Volée02 :

En prenant : $L_0 = 210 \text{ cm}$ et $H = 144 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 492 \Rightarrow n = 8 \text{ et } n - 1 = 7$$

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} = 18 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L = 165 + 105 + \sqrt{210^2 + 144^2} = 524.62 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{524.62}{30} \leq e \leq \frac{524.62}{20} \Rightarrow 17.47 \leq e \leq 26.23 \text{ cm , nous prenons } e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{144}{210} \Rightarrow \alpha = 34.43$$

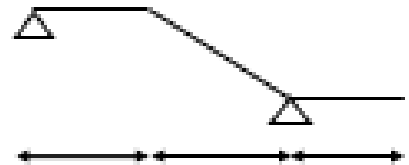


Figure 2-15: Schéma statique d'escalier volée2 type3

2.5 Evaluation des charges et surcharges

2.5.1 Plancher

Tableau 2-1 Évolution des charges du plancher

Elements	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle en C.C 20cm	0.02	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0	0.2
Cloisons interne	0.1	10	1
Charge permanente totale			5.21
Étage courant Q			1.5
Étage commercial Q			5

2.5.2 Terrasse inaccessible

Tableau 2-2 Évaluation des charges de la terrasse inaccessible

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
Protection gravillon	0.04	20	0.8
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pont	0.1	22	2.2
C.C (20)	0.20	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			6.33
Surcharge d'exploitation Q			1

2.5.3 Balcon

Tableau 2-3 Évaluation des charges sur les dalles pleines des balcons

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
DP (15)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			5.11
Surcharge d'exploitation Q			3.5

2.5.4 Plancher

Tableau 2-4 Évaluation des charges sur les planchers en DP

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3L)	Charge (KN)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
DP (20)	0.20	25	5
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale			6.43
Surcharge d'exploitation Q			1.5

2.5.5 Murs extérieurs (double parois)

Tableau 2-5 Évaluation des charges des murs extérieurs

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3L)	Charge (KN/m^2L)
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Brique	0.15	/	1.3
L'âme d'acier	0.05	/	/
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			2.67
Surcharge d'exploitation Q			/

2.5.6 Palier

Tableau 2-6 Évaluation des charges du palier

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3L)	Charge (KN/m^2L)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
DP (20)	0.20	25	5
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale			6.43
Surcharge d'exploitation Q			2.5

2.5.7 Voilée

Tableau 2-7 Évaluation des charges de la volée

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3L)	Charge (KN/m^2L)
Paillasse	$0.2 / \cos \alpha$	25	6.63
Carrelage horizontal	0.02	20	0.4
Carrelage vertical	$0.02 * 18/30$	20	0.24
Mortier de pose h	0.02	20	0.4
Mortier de pose v	$0.02 * 18/30$	20	0.26
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Poids des marches	$0.18 / 2$	22	1.98
Charge permanente totale			10.18
Surcharge d'exploitation Q			2.5

2.5.8 Terrasse accessible

Tableau 2-8 Évaluation des charges de la terrasse accessible

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3L)	Charge (KN/m^2L)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Forme de ponté	0.1	22	2.2
CC (20)	0.20	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			6.41
Surcharge d'exploitation Q			1.5

2.6 Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAE291, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme ;flambement et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Nous adoptons préalablement la section des poteaux comme suit :

- Entre sol 1 et 2 : (55x55)
- Rez-de-chaussée : (50x55)
- Étage 3 et 2 : (50x50)
- Étage 4 et 5 : (45x50)
- Étage 6 et 7 : (45x45)

2.7 Descente de charge

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

2.7.1 Loi de dégression des charges d'exploitation

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, nous effectuerons la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente (DTR.B.C2.2.art.6.3).

Soit Q_o la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_o, Q_1...Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1,2... n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse Q_o .

Sur le dernier étage $Q_o + Q_1$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_o + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_o + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour $n \leq 5$ $Q_o + (3 + n)/2 * n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

2.7.2 Descente de charge du poteau I8

- **Surface afférente :**

$$S_1 = 1.45 * 1.6 = 2.32 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.65 * 1.6 = 4.24 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.3 * 2.65 = 6.10 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.3 * 2.3 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$\sum S_i = 16 \text{ m}^2$$

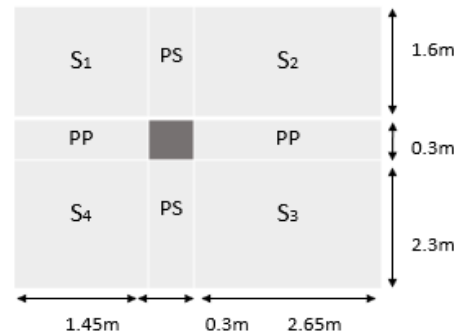


Figure 2-16: Surface afférente du poteau I8

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{cc} = S_4 * 6.33 = 3.33 * 6.33 = 21.07 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse accessible :**

$$G_{cc} = (S_1 + S_2 + S_3) * G_{ta} = (2.32 + 4.24 + 6.10) * 6.41 = 81.15 \text{ KN}$$

$$G_{DP} - \text{Palier} = (1.05 * 1.45) * 6.43 = 9.79 \text{ KN}$$

$$G_{DP} - \text{Vole} = (1.25 * 1.45) * 9.04 = 16.38 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G_{cc} = (S_1 + S_2 + S_3) * G_{ec} = (2.32 + 4.24 + 6.1) * 5.21 = 65.96 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = 9.79 + 16.38 = 26.175 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.5 * 4.1 = 15.37 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.4 * 3.9 = 11.7 \text{ KN}$$

$$G_{pt} = 27.07 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$\text{Poteaux entre sol 01 : } G_p = 25 * 0.55 * 0.55 * 3.06 = 23.14 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux entre sol 02 : } G_p = 25 * 0.55 * 0.55 * 2.88 = 21.78 \text{ KN}$$

$$\text{RDC et premier étage : } G_p = 25 * 0.50 * 0.55 * 3.06 = 21.03 \text{ KN}$$

$$\text{Le 2}^{me} \text{ et le 3}^{me} \text{ étage : } G_p = 25 * 0.50 * 0.50 * 3.06 = 19.12 \text{ KN}$$

$$\text{Le 4}^{me} \text{ et le 5}^{me} \text{ étage : } G_p = 25 * 0.45 * 0.50 * 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Le 6}^{me} \text{ et le 7}^{me} \text{ étage : } G_p = 25 * 0.45 * 0.45 * 3.06 = 15.50 \text{ KN}$$

- **Poids des murs :**

$$GM = (1.45 + 2.3) * 2.67 * 3.6 * 0.1 = 3.06 \text{ KN}$$

- **Surcharges :**

Terrasse inaccessible :

$$\text{Type01 : } Q_{TI} = 3.33 * 1 = 3.33 \text{ KN}$$

$$\text{Type02 : } Q_{TA} = 12.66 * 1.5 = 19 \text{ KN}$$

Étage Courant :

$$Q = 12.66 * 1.5 = 19 \text{ KN}$$

$$Q_{Escalier} = 3.33 * 2.5 = 8.32 \text{ KN}$$

Avec $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$, nous trouvons :

Tableau 2-9 Les charges revenantes au poteau I8

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
N_{09}	Plancher TI	24.5	3.33	
	Poutres	19.33		
	Poteaux	15.5		
18.36	Somme	52.33	3.33	75.64
N_{08}	Venant N_9	52.33	19 + 3.33 + 8.325	
	Planchers TA	81.15		
	Poutres	27.05		
	Poteaux	15.5		
	Murs	3.06		
	Escalier	26.17		
15	Somme	205.285	30.655	323.12
N_{07}	Venant N_8	205.285	0.95	
	Planchers EC	65.96		
	Poutres	27.075		
	Poteaux 45x50	17.21		
	Murs	3.06		
	Escalier	26.175		
12	Somme	344.76	61.56	557.76
N_{06}	Venant N_7	344.76		
	Planchers EC	65.96		
	Poutres	27.075		
	Poteaux 50x50	17.21		
	Murs	3.06		
	Escalier	26.17		
9	Somme	484.235	86.08	782.83

N_{05}	Venant N_6 Planchers EC Poutres Poteaux Murs Escalier	484.235 65.96 27.075 19.12 3.06 26.17		
6	Somme	625.62	101.46	996.7
N_{04}	Venant N_5 Planchers EC Poutres Poteaux 50x55 Murs Escalier	625.62 65.96 27.075 19.12 3.06 26.17		
3.06	Somme	767.005	118.27	1212.86
N_{03}	Venant N_4 Planchers Poutres Poteaux 50x55 Murs Escalier	767.005 65.96 27.075 21.03 3.06 26.17		
0	Somme	910.3	133.9	1429.755
N_{02}	Venant N_3 Planchers Poutres Poteaux 50x55 Murs Escalier	910.3 65.96 27.075 21.03 3.06 26.17		
-2.88	Somme	1053.6	149.22	1646.19
N_{01}	Venant N_2 Planchers Poutres Poteaux 55x55 Murs Escalier	1053.6 65.96 27.075 21.87 3.06 26.17		
-3.06	Somme	1197.73	247.56	1988.28
N_{00}	Venant N_1 Poutres Poteaux	1197.735 27.075 23.14		
-5.94	Somme	1247.95	257.06	2070.32

2.7.3 Descente de charge du poteau C7

- Surface afférente :**

$$S_1 = 3.58 * 2.05 = 7.34 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.45 * 2.05 = 2.97 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.45 * 1.95 = 2.83 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.58 * 1.95 = 6.98 \text{ m}^2$$

$$\sum S_i = 19.45 \text{ m}^2$$

- **Plancher terrasse :**

Type 01 : $G = (5.8 + 2.3) * 6.33 = 51.27 \text{ KN}$

Type 02 : $G = (5.37 + 4.056) * 6.41 = 60.42$

$\text{KN } G_{DP} - \text{Palier} = 1.96 * 6.43 = 12.6$

$\text{KN } G_{DP} - \text{Vole} = 2.82 * 10.18 = 28.87 \text{ KN}$

$G_{DP} - \text{Escalier} = 12.6 + 28.87 = 41.38 \text{ KN}$

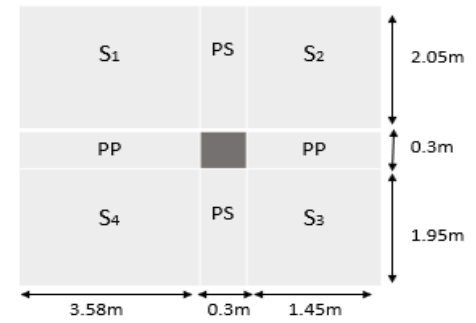


Figure 2-17: Surface afférente du poteau C7

- **Plancher étage courant :**

Type 01 :

- $G_{cc} = (4.056 + 7.34 + 1.02) * 5.21 = 64.66 \text{ KN}$

- $G_{DP} - \text{Volée} = (1.95 * 1.45) * 10.18 = 28.78 \text{ KN}$

- $G_{DP} - \text{plancher} = (0.375 + 1.96) * 6.43 = 15 \text{ KN}$

- **Poids des poutres :**

$G_{pp} = (1.074 + 0.435) * 0.5 * 25 = 18.86 \text{ KN}$

$G_{ps} = (0.615 + 0.585) * 0.4 * 25 = 12 \text{ KN}$

$G_{Poutre} = 30.86 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux :**

Poteaux entre sol 01 : $G_p = 25 * 0.55 * 0.55 * 3.06 = 23.14 \text{ KN}$

Poteaux entre sol 02 : $G_p = 25 * 0.55 * 0.55 * 2.88 = 21.78 \text{ KN}$

RDC et premier étage : $G_p = 25 * 0.50 * 0.55 * 3.06 = 21.03 \text{ KN}$

Le 2^{me} et le 3^{me} étage : $G_p = 25 * 0.50 * 0.50 * 3.06 = 19.12 \text{ KN}$

Le 4^{me} et le 5^{me} étage : $G_p = 25 * 0.45 * 0.50 * 3.06 = 17.21 \text{ KN}$

Le 6^{me} et le 7^{me} étage : $G_p = 25 * 0.45 * 0.45 * 3.06 = 15.50 \text{ KN}$

- **Poids des murs :**

Pour h = 2.88 m (RDC) : $GM = 2.67 * 0.1 * 2.88 * (2.05 + 1.45) = 2.69 \text{ KN}$

Pour h = 3.06 m : $G'M = 2.86 \text{ KN}$

- **Surcharge :**

Terrasse inaccessible :

Type 01 : $Q_{TI} = (5.8 + 2.3) * 1 = 8.1 \text{ KN}$

Type 02 : $Q_{TA} = (5.37 + 4.056) * 1.5 = 14.14 \text{ KN}$

$Q_{Escalier} = (1.96 + 2.82) * 2.5 = 11.95 \text{ KN}$

Étage Courant :

$Q_{cc} = 18.63 \text{ KN}$

$Q_{Dpp} = 5.84 \text{ KN}$

$Q_{escalier} = 7.07 \text{ KN}$

Étage commercial :

$$Q = 5 * 12.416 = 62.08 \text{ KN}$$

Avec $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$, nous trouvons :

Tableau 2-10 Les charges revenantes au poteau C7

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
N_{11}	Plancher TI Poutres Poteaux	51.27 15.55 15.5	Q_0	
24	Somme	82.32	8.1	123.28
N_{10}	Venant N_{10} Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	82.32 60.42 30.86 15.5 2.69 41.38	$Q_{0+} Q_1$	
21	Somme	233.17	34.19	366.06
N_{09}	Venant N_{10} Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	233.17 64.66 30.86 15.5 2.69 41.38		
18.0	Somme	390.66	$Q_1 = 62.85$	621.66
N_{08}	Venant N_8 Planchers EC Poutres Poteaux Murs Escalier	390.66 64.66 30.86 17.21 2.69 41.38		
15.4	Somme	549.86	88.35	874.83
N_{07}	Venant N_8 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	549.86 64.66 30.86 17.21 2.69 41.388		
12.18	Somme	709.06	110.7	1123.28

N_{06}	Venant N_7 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	709.06 64.66 30.86 19.12 2.69 41.38		
9.12	Somme	868.26	129.9	1367
N_{05}	Venant N_6 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	868.26 64.66 30.86 19.21 2.69 41.38		
6.06	Somme	1029.37	146.61	1609.56
N_{04}	Venant N_5 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	1029.37 64.66 30.86 21.03 2.69 41.38	$15.57 + 0.71 * (6 * 41.52)$	
3.06	Somme	1192.39	159.461	1848.92
N_{03}	Venant N_4 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	1192.39 64.66 30.86 21.03 2.69 41.38		
	Somme	1355.41	178.44	2097.46
N_{02}	Venant N_3 Planchers Poutres Poteaux Murs Escalier	1355.41 64.66 30.86 21.78 2.69 43.78		
-2.88	Somme	1519.18	194.63	2342.38
N_{01}	Venant N_2 Poutres Poteaux Escalier	1519.18 30.86 23.14 41.38		
-3.06	Somme	1614.56	256.71	2564.72

2.7.4 Le poteau le plus sollicité

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, nous trouvons que le poteau C7 est le plus sollicité sous charges verticale,

Avec :

- $G = 1614.56 \text{ KN}$
- $Q = 256.71 \text{ KN}$
- $N_u = 2564.72 \text{ KN}$

Selon le CBA 93 (Art 13.8.1.1) nous devons majorer pour le poteau de 15% :

$$N_u^* = 1.15 * 2564.72 = 2949.43 \text{ KN}$$

✓ **Vérifications :**

1. Vérification à la compression simple :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Tableau 2-11 Vérification de la résistance compression simple

Niveau	N_u	N_u^*	$B(m^2)$	σ_b	σ_b^-	Observation
N_{11}	123.28	141.77	0.2025	0.7	14.2	Vérifiée
N_{10}	366.06	420.97	0.2025	2.07	14.2	Vérifiée
N_{09}	621.66	714.9	0.2025	3.53	14.2	Vérifiée
N_{08}	874.83	1006	0.225	4.47	14.2	Vérifiée
N_{07}	1123.28	1291.77	0.225	5.74	14.2	Vérifiée
N_{06}	1367	1572.05	0.25	6.28	14.2	Vérifiée
N_{05}	1609.56	1850.99	0.25	7.4	14.2	Vérifiée
N_{04}	1848.92	2126.26	0.275	7.73	14.2	Vérifiée
N_{03}	2097.46	2412.07	0.275	8.77	14.2	Vérifiée
N_{02}	2342.38	2693.74	0.3025	8.9	14.2	Vérifiée
N_{01}	2564.72	2949.43	0.3025	9.7	14.2	Vérifiée

2. Vérification à la stabilité de forme :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$Br_{opt} \geq Br_{calculé}$$

$$N_u^* < \frac{Br * f_{c28}}{\sigma * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s}$$

$$Br_{opt} = (b - 2) (h - 2) m^2$$

$$Br \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right)}$$

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

$$I_f = l_0 * 0.7$$

$$I_0 = h : \text{hauteur libre de l'étage}$$

$$I = \frac{hb^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b * h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Tableau 2-12 Vérification de la stabilité de forme

Niveau	L_0	L_f (m)	$N_u^* * 10^{-3}$	i	λ	α	Br_{calcul}	Br_{opt}	Obs
N_{11}	3.06	2.142	141.77	0.129	16.60	0.813	0.008	0.185	Vérifiée
N_{10}	3.06	2.142	420.97	0.129	16.60	0.813	0.023	0.185	Vérifiée
N_{09}	3.06	2.142	714.9	0.129	16.60	0.813	0.0399	0.185	Vérifiée
N_{08}	3.06	2.142	1006	0.144	14.875	0.820	0.0557	0.2064	Vérifiée
N_{07}	3.06	2.142	1291.77	0.144	14.875	0.820	0.0716	0.2016	Vérifiée
N_{06}	3.06	2.142	1572.05	0.144	14.875	0.820	0.0871	0.2304	Vérifiée
N_{05}	3.06	2.142	1850.99	0.144	14.875	0.820	0.1026	0.2304	Vérifiée
N_{04}	3.06	2.142	2126.26	0.158	13.55	0.825	0.1172	0.2544	Vérifiée
N_{03}	3.06	2.142	2412.07	0.158	13.55	0.825	0.1329	0.2544	Vérifiée
N_{02}	2.88	2.016	2693.74	0.158	12.76	0.671	0.1825	0.2809	Vérifiée
N_{01}	3.06	2.142	2949.43	0.158	13.55	0.825	0.1625	0.2809	Vérifiée

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5, \gamma'_s = 1.15$$

Après vérification numérique nous trouvons : $Br_{opt} \geq Br_{calculé}$, ce qui implique qu'il ne y a pas de risque de flambement.

3. Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ m} \dots (1)$
- $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots (1)$
- $\frac{1}{4} \geq \frac{b}{h} \geq 4$

Le tableau suivant résume la vérification du RPA pour les différents poteaux :

Tableau 2-13 Vérification des conditions de RPA

Niveau	Section	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
E.S 1.2	55 x 55	$55 > 25$	$55 > 14.4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
RDC Étage 1	50 x 55	$50 > 25$	$50 > 15.3$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifiée
Étage 2.3	50 x 50	$50 > 25$	$50 > 15.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
Étage 4.5	45 x 55	$45 > 25$	$45 > 15.3$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifiée
Étage 6.7	45 x 45	$45 > 25$	$45 > 15.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée

Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les différents éléments en répondant aux exigences données par le RPA99 version 2003, BAEL91 et CBA93.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (16+4) cm, l'épaisseur des dalles pleines à 15cm.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionnés à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimées à (30×50) cm pour les principales et (30×40) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C7).

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- Entre sol 1 et 2...55X55 cm^2
- RDC et premier étage...50X55 cm^2
- Le 2^{me} et le 3^{me}...50X50 cm^2
- Le 4^{me} et le 5^{me} étage .. 45X50 cm^2
- Le 6^{me}, le 7^{me} et 8^{me} étage 45X45 cm^2

.

Chapitre 03

« Etude des éléments secondaires »

3 Etude des éléments secondaires

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

3.1 Etude des planchers

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance ; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre + charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

Dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont :

- Planchers à corps creux,
- Planchers à dalle pleine.

3.1.1 Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

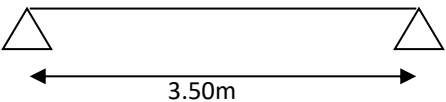
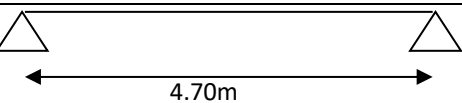
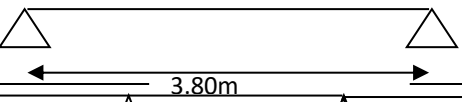
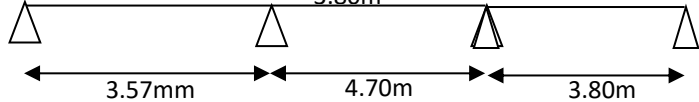
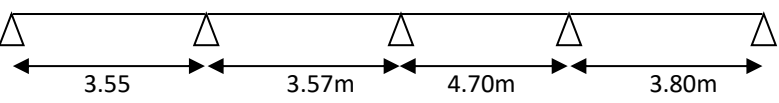
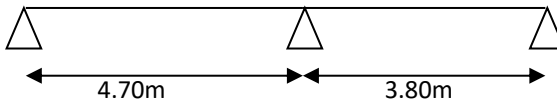
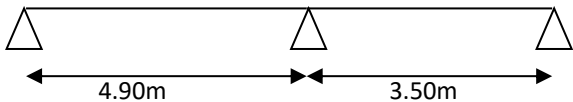
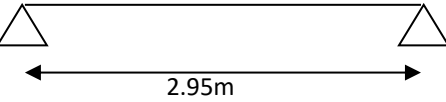
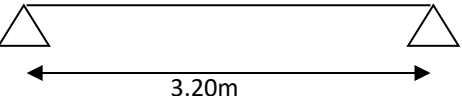
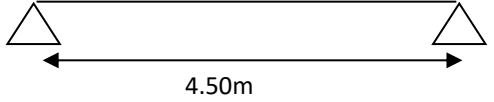
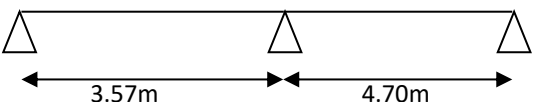
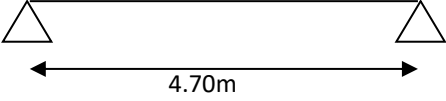
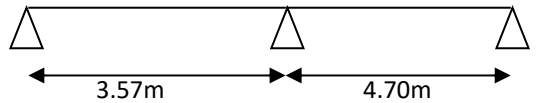
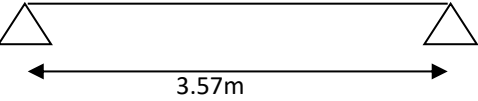
3.1.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

❖ Les différents types de poutrelles :

Tableau 3-1: Les différents types de poutrelles

étages	Schéma statique
Types	
E sol	
1	
2	

RDC et étage courantes	
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
Terrasse inaccessible	
1	
2	
Terrasse accessible	
1	
2	

❖ Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

1. Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E. L91 art B6.2.21) :

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

➤ Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée. Avec :

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

nous vérifions alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

➤ Les efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où nous tenons compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 .avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

2. Méthode de Caquot

Nous ne tenons compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

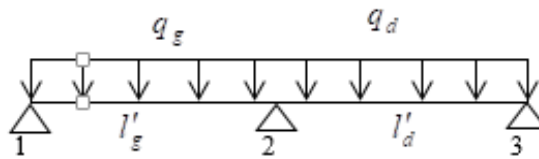


Figure 3-1: Schéma statique d'une poutrelle

➤ Moment en appui :

$$M_2 = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Tels que : M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$

Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$

Pour une travée de rive.

➤ Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

➤ Effort tranchant :

$$V_d = V_g + q \times l$$

❖ Calcul des sollicitations

- à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$
- à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 3-2: Les différentes charges sur les poutrelles

Nature	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	ELU		ELS	
			$q_u(KN/m^2)$	$p_u(KN/m)$	$q_s(K/m^2)$	$p_s(KN/m)$
Habitation	5.21	1.5	9.28	6.034	6.71	4.36
Terrasse I	6.33	1	10.05	6.53	7.33	4.76
Terrasse A	6.41	1.5	10.6	7.09	7.91	5.14

3.1.1.2 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles

❖ Exemple de calcul :

Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type du plancher à usage habitation étude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1 habitation) :

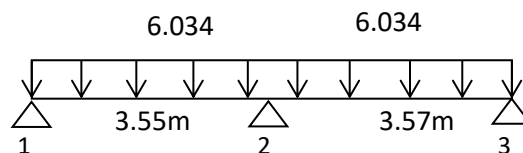


Figure 3-2: Schéma statique d'une poutrelle

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires :

- $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5, 21.5\text{KN/m}^2) \rightarrow 5 \leq 5$condition vérifiée.
- $0.8 \leq 3.55/3.57 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.99 \leq 1.25$condition vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N)condition vérifiée.

• Moments isostatiques :

- À l'ELU : Travée A-B : $M_0 = (p_u \times l^2) / 8 = (6.034 \times 3.55^2) / 8 = 9.5 \text{ KN. m}$
Travée B-C : $M_0 = 9.61 \text{ KN. m}$
- À l'ELS : Travée A-B : $M_0 = 6.832 \text{ KN. m}$
Travée B-C : $M_0 = 6.910 \text{ KN. m}$

• Moments sur les appuis :

- Appuis de rive : $M_A = M_C$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

À l'ELU : $M_A = M_C = 0.15 \times 9.61 = -1.44 \text{ KN.m}$

À l'ELS : $M_A = M_C = 0.15 \times 6.91 = -1.036 \text{ KN.m}$

- Appuis intermédiaires :

À l'ELU : $M_B = 0.6 \times M_{BC} = 0.6 \times 9.61 = 5.769 \text{ KN.m}$

À l'ELS : $M_B = 0.6 \times M_{BC} = 0.6 \times 6.910 = 4.146 \text{ KN.m}$

• Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.21} = 0.224$$

$$\alpha = 0.224 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0672 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2672 \end{cases}$$

• À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > \max [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t > \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t = \left(1.0672 - \frac{0.6}{2}\right) M_0 = 0.7672M_0 \dots \dots \dots (1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = \frac{1.2672}{2} = 0.6336 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Entre 1 et 2 nous prenons 1 et nous avons : $M_t = 0.7672 \times 9.50 = 7.27 \text{ KN}$.

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t = \left(1.0672 - \frac{0.6}{2}\right) M_0 = 0.7672M_0 \dots \dots \dots (1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = \frac{1.2672}{2} = 0.6336 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Entre 1 et 2 nous prenons 1 et nous avons : $M_t = 0.7672 \times 9.61 = 7.37 \text{ KN.m}$

• À l'ELS :

Travée A-B : $M_t = 5.25 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_t = 5.33 \text{ KN.m}$

• Les efforts tranchants :

• À l'ELU :

Travée A-B : $V_A = \frac{6.034 \times 3.55}{2} = 10.71 \text{ KN}$
 $V_B = -1.15 \times \frac{6.034 \times 3.55}{2} = 12.368 \text{ KN}$

Travée B-C : $V_A = 1.15 \times \frac{6.034 \times 3.57}{2} = 12.386 \text{ KN}$
 $V_B = \frac{6.034 \times 3.57}{2} = 10.77 \text{ KN}$
 $V_{\max} = 12.386 \text{ KN}$

Les résultats des autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **Plancher habitation :**

Tableau 3-3: Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	Ma_{int} (KN.m)	Ma_{rive} (KN.m)	Mt_{max} (KN.m)	V_{max} (KN.m)	Ma_{int} (KN.m)	Ma_{rive} (KN.m)	Mt_{max} (KN.m)
Type 1	/	-1.390	9.290	-10.560	/	-1.000	6.679
Type 2	/	-2.4900	16.661	14.180	/	-1.800	12.045
Type 3	/	-1.60	10.891	-11.465	/	-1.180	7.873

Type 4	-7.581	-1.630	9.301	-14.274	-5.435	-1.180	7.4300
Type5	-8.331	-1.630	10.283	-15.508	-6.023	-1.180	7.43
Type6	-9.997	-2.490	12.780	-13.307	-7.227	-1.800	9.244
Type7	-10.41	-2.710	13.394	-16.853	-7.269	-1.960	9.709
Type8	/	-0.980	6.564	8.900	/	-0.711	4.745
Type9	/	-1.150	7.724	9.654	/	-0.800	5.383
Type10	/	-2.290	15.274	13.5577	/	-1.650	11.041

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 3-4: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	Ma_{int}	Ma_{rive}	Mt_{max}	V_{max}	Ma_{int}	Ma_{rive}	Mt_{max}
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Type 1	-9.937	-2.700	13.705	17.46	-7.207	-1.970	9.801
Type 2	/	-2.700	18.021	15.346	/	-1.970	13.57

❖ Plancher terrasse accessible :

Tableau 3-5: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible

Types	ELU				ELS		
	Ma_{int}	Ma_{rive}	Mt_{max}	V_{max}	Ma_{int}	Ma_{rive}	Mt_{max}
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Type 1	-11.070	-2.930	14.425	19.010	-7.972	-9.190	10.492
Type 2	/	-1.690	11.290	12.650	/	-1.220	8.192

3.1.1.3 Ferrailage des poutrelles

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

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 4.90 m.

• Les sollicitations :

ELU :

$Mt_{max} = 13.394 \text{ K N.m}$

$Ma_{int} = -10.41 \text{ KN.m}$

$Ma_{rive} = -2.710 \text{ KN.m}$

$V_{max} = 16.853 \text{ KN}$

ELS :

$Mt_{max} = 9.709 \text{ KN .m}$

$Ma_{int} = -7.227 \text{ KN.m}$

$Ma_{rive} = -1.968 \text{ KN .m}$

• **En travées :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,18 - 0,04/2)$$

$$M_{tu} = 56,64 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,394 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_{bu} = 0,048 < 0,18 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A = 0$$

$$\rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})) = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0,048})) = 0,061$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,061) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{13,394 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,60 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$ calculécondition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,223$$

$$\rightarrow \mu_{bu} = 0,223 > 0,186 \text{ et } \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow \text{Pivot A et A'} = 0$$

$$\rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})) = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0,223})) = 0,325$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,325) = 0,156 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{0,156 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 0,21$$

$A_{min} < A_t$ calculécondition vérifiée.

Aux appuis rive :

$$\mu_{bu} = M_a \text{ rive} / (b \times d^2 \times f_{bu}) \rightarrow \mu_{bu} = 2,71 \div (0,1 \times 0,18 \times 0,18 \times 14,2) \rightarrow \mu_{bu} = 0,058 < 0,186$$

$$\rightarrow \text{Pivot B} \rightarrow A = 0 \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})) = 1,25 (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0,059})) = 0,075$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,075) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_T}{Z \times f_{st}} = \frac{2,71 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.21 < A_t \text{ calculé} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Le choix des barres :**

En travée : $A = 3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En appui Int : $A = 2\text{HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

En appui rive : $A = \text{HA } 12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

❖ **Plancher habitation**

Tableau 3-6: Ferrailage des poutrelles de plancher habitation

Elément	Mt_{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	13.394	0.048	0.061	0.175	2.19	1.30	3.39 ⇒ 3HA12
Appuis Intermédiaire	-10.41	0.223	0.325	0.156	1.91	0.22	2.26 ⇒ 2HA12
Appuis de rive	-2.7	0.058	0.075	0.175	0.44	0.22	1.13 ⇒ 1HA12

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau 3-7: Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Elément	Mt_{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	13.405	0.048	0.061	0.175	2.2	1.3	3.39 ⇒ 3HA12
Appuis Intermédiaire	-9.937	0.216	0.308	0.157	1.82	0.22	2.26 ⇒ 2HA12
Appuis de rive	-2.7	0.058	0.075	0.175	0.44	0.22	1.31 ⇒ 1HA12

❖ **Plancher terrasse accessible**

Tableau 3-8: Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible

Elément	Mt_{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	14.525	0.052	0.066	0.175	2.37	1.33	3.39 ⇒ 3HA12
Appuis Intermédiaire	-11.07	0.240	0.348	0.155	2.05	0.22	2.26 ⇒ 2HA12
Appuis de rive	-2.93	0.063	0.081	0.174	0.48	0.22	1.31 ⇒ 1HA12

3.1.1.4 Vérifications à ELU

✓ **Vérification au cisaillement :**

$V_u = 32.757 \text{ KN}$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \right], 5 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$

Dans notre cas $\tau_u = \frac{32.757 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.82 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Vérification des espacements :**

Soit A_t un étrier de $\Phi 6 = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$. Alors :

1. $st \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$ cas FPN

2. $st \leq A_t \times [(0.8 \times f_e) \div (b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28}))]$

$\rightarrow st \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} [(0.8 \times 400)]}{(0.1 \times (1.82 - 0.3 \times 2.1))} = 153.27 \text{ cm} \dots\dots$
CBA93(A.A.5122)

3. $st \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 57 \text{ cm}$

Entre 1, 2 et 3 soit chaque espacement $st = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales de l'effort tranchant :**

• **En Appui de rive :**

Nous devons vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$

$A = \frac{1.15 \times 32.757 \times 10^{-3}}{400} = 0.91 \text{ cm}^2$

$A_{\text{rive}} = 1.54 \text{ cm}^2 \geq 0.91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **En Appui de Int :**

Nous devons vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

$A \geq \frac{1.15}{400} (32.757 - \frac{25.53}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \rightarrow A = 5.47 \text{ cm}^2$

$A_{\text{int}} = 5.47 \text{ cm}^2 > 5.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u' = \frac{b \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq 3.33 \text{ MPa}$

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.6 - 0.1}{0.2} = 0.25 \text{ m}$

$\tau_u' = \frac{16.853 \times 0.25}{0.9 \times 0.18 \times 0.6 \times 0.04} = 0.99 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

✓ **Vérification de la bielle :**

Nous devons vérifier que : $V_u \leq 0.265 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a = \min[0.9d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 16.853 \text{ KN} < 0.265 \times 16.2 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 25 = 107.32 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

3.1.1.5 Vérification à ELS

✓ **Vérification à l'état limite de compression du béton :**

En doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

• **En travée : $M_t = 9.709 \text{ KN.m}$**

Il faut calculer la position de l'axe neutre H

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

$$H = \frac{0.6 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -2.32 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

→ l'axe dans la nervure → section en T

Calcul de Y :

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

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 3.39 + (60 - 10)4]y - 15 \times 3.39 - (60 - 10) \frac{4^2}{2} = 0 \dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.8 \text{ cm}$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{60}{3} 4.8^3 - (30 - 10) \times \frac{(4.8 - 4)^3}{3} + 153.39(18 - 4.8)^2$$

$$I = 11063.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.709 \times 10^{-3}}{11063.41 \times 10^{-8}} \times 4.8 \times 10^{-2} = 4.21 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui Int : $M_{a \text{ int}} = -7.227 \text{ KN.m}$**

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.26y - 15 \times 2.26 \times 18 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.98$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} 3.93^3 + 15 \times 2.26(18 - 3.98)^2$$

$$I = 7895.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.227 \times 10^{-3}}{7895.99 \times 10^{-8}} \times 43.93 \times 10^{-2} = 3.66 \text{ MPA} < 15 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher :

❖ **Plancher Habitation :**

Tableau 3-9: Vérifications de l'état limite de compression du béton pour

Localisation	M_{sers} (KN.m)	A_s (cm ²)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
En travée	9.709	3.39	4.8	11063.41	4.21	15	Vérifiée
En appui	-7.269	2.26	3.98	7895.99	3.66	15	Vérifiée

❖ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau 3-10: Vérifications de l'état limite de compression du béton pour plancher terrasse accessible

	M_{sers}	A_s	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
Localisation	(KN.m)	(cm ²)			(MPa)	(MPa)	Observation
En travée	10.492	3.39	4.8	11063.4	4.65	15	Vérifiée
En appui	-7.972	2.26	3.98	7895.99	4.01	15	Vérifiée

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau 3-11: vérifications de l'état limite de compression du béton pour la terrasse inaccessible

	M_{sers}	A_s	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
Localisation	(KN.m)	(cm ²)			(MPa)	(MPa)	Observation
En travée	9.801	3.39	4.8	11063.4	4.34	15	Vérifiée
En appui	-7.207	2.26	3.98	7895.99	3.63	15	Vérifiée

✓ **Vérification à l'état limite état limite de déformation :**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$h \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] l \dots \dots \dots (1)$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$L \leq 8 \dots \dots \dots (3)$$

Avec : H : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment isostatique de cette travée

AS : Section des armatures choisies

Nous avons : h=20cm, l= 6.m, Mt = M0

$$h/l = 20/490 = 0.0408 < \frac{M_t}{10 M_0} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

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

$$f_{adm} = (l \div 500) = (490 \div 500) = 0.98 \text{ cm}$$

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 œuvre des cloisons.

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

✓ **Evaluation des moments en travée :**

$q_j = 0.65q$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en couvre des cloisons.

$q_g = 0.65g$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_p = 0.65p$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Les différents moments M_{Jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot Pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

- Position de l'axe neutre : $y = 4.8 \text{ cm}$
- Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + \frac{(60-10)20^2}{2} + 15(3.39 \times 18)}{(10 \times 20) + (60-10) \times 4 + 15 \times 3.39} = 3.09 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \left[\frac{60 \cdot 3.09^3}{3} + b_0 \frac{(20-3.09)^3}{3} - (60-10) \frac{(3.09-4)^3}{3} + 15[3.39 \times (18-3.09)^2] \right]$$

$$I_0 = 19829.87 \text{ cm}^4$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.0188$$

$$\lambda_l = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2-3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2-3 \frac{0.1}{0.6}) \cdot 0.0188} = 2.23 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_l = 0.4 \times 2.23 = 0.892 \dots \dots \dots \text{déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots \dots \dots$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v \dots \dots \dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_i = 32456.58 \text{ MPa}$$

• **Contraintes :**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\delta_{sj} = \frac{M_j \times (d-y)}{I}$$

$$\delta_{sg} = \frac{M_g \times (d-y)}{I}$$

$$\delta_{sp} = \frac{M_p \times (d-y)}{I}$$

• **Inerties fictives (If) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \text{ ft } 28}{4 \times \rho \times \sigma_j + \text{ft } 28} ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \text{ ft } 28}{4 \times \rho \times \sigma_g + \text{ft } 28} ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \text{ ft } 28}{4 \times \rho \times \sigma_p + \text{ft } 28}$$

$$\text{Ifji} = \frac{1.1 \text{ I}_0}{1 + \gamma_i \times \mu_j} ; \quad \text{Ifgi} = \frac{1.1 \text{ I}_0}{1 + \gamma_i \times \mu_g} ; \quad \text{Ifpi} = \frac{1.1 \text{ I}_0}{1 + \gamma_i \times \mu_p} ; \quad \text{Ifgv} = \frac{1.1 \text{ I}_0}{1 + \gamma_v \times \mu_g}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_j = 2.226 q_j$$

$$M_g = 2.226 q_g$$

$$M_p = 2.226 q_p$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{ji} \times l^2}{10 E_i \times \text{Ifji}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gi} \times l^2}{10 E_i \times \text{Ifgi}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pi} \times l^2}{10 E_i \times \text{Ifpi}} \quad f_{gv} = \frac{M_{gv} \times l^2}{10 E_v \times \text{Ifgv}}$$

$$q_g = 0.65 g = 3.380 \text{ KN/m}$$

$$q_g = 0.65 j = 2.457 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 0.65 p = 4.361 \text{ KN/m}$$

$$M_j = 7.524 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 5.470 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 9.709 \text{ KN.m}$$

$$Y = 4.8 \text{ cm}$$

$$I = 11063.4 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 19829.87 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0188$$

$$\gamma_i = 2.23$$

$$\gamma_v = 0.892$$

$$\delta_j = \frac{15 \times 7.524 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{11063.4 \times 10^{-8}} = 114.64 \text{ MPA}$$

$$\delta_g = \frac{15 \times 5.48 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{16195.0 \times 10^{-8}} = 158.014 \text{ MPA}$$

$$\delta_p = \frac{15 \times 9.709 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{11063.4 \times 10^{-8}} = 203.507 \text{ MPA}$$

$$\mu_{ji} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 114.64 + 2.1} = 0.657$$

$$\mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 158.014 + 2.1} = 0.737$$

$$\mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 203.50 + 2.1} = 0.789$$

$$\text{Ifji} = \frac{1.1 \times 19829.87}{1 + 2.23 \times 0.657} = 8.84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{Ifgi} = \frac{1.1 \times 19829.87}{1 + 2.23 \times 0.737} = 8.25 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{Ifpi} = \frac{1.1 \times 19829.87}{1 + 2.23 \times 0.789} = 7.903 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{Ifgv} = \frac{1.1 \times 19829.87}{1 + 0.892 \times 0.737} = 1.35 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{7.524 \times 10^{-3} \times (4.9)^2}{10 \times 32456.59 \times 08.84 \times 10^{-5}} = 0.5338 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{5.48 \times 10^{-3} \times 3 \times (4.9)^2}{10 \times 32456.59 \times 08.25 \times 10^{-5}} = 0.7889 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{9.709 \times 10^{-3} \times (4.9)^2}{10 \times 32456.59 \times 7.903 \times 10^{-5}} = 1.0602 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{5.48 \times 10^{-3} \times (4.9)^2}{10 \times 10818.86 \times 1.35 \times 10^{-4}} = 1.4836 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.2211 \text{ cm} > f_{adm} = 0.94 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Nous remarquons que la flèche pas vérifiée nous proposons d'augmenter la section d'acier

❖ Plancher habitation

Tableau 3-12: Rê-vérifications de la fléché pour plancher habitation

$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\Delta_f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$
4HA12=4.52	5.31	13912	0.946	0.98

$\Delta f = 0.946 \text{ cm} < f_{adm} = 0.98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher :

❖ Plancher terrasse accessible :

Tableau 3-13: Vérifications de la fléché pour plancher terrasse accessible

$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$I_0(\text{cm}^4)$	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	$\Delta_f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$
4.9	11063.41	19829.87	0.49	0.68	0.88	1.28	0.99	0.94

$\Delta f = 0.99 \text{ cm} > \bar{f} 0.94 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

On remarque que la flèche pas vérifiée on propose d'augmenter la section d'acier

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 3-14: Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible

$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$I_0(\text{cm}^4)$	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	$\Delta_f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$
4.9	11063.4	19829.87	0.49	0.67	0.82	1.24	0.91	0.94

$\Delta f = 0.91 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

3.1.1.6 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau 3-15: Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Habitations			
Terrasse Inaccessible			
Terrasse Accessible			

3.1.1.7 Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est armée d'un quadrige de barre (généralement une treille soudée (TS)) dans le rôle est d'éviter la fissuration de la dalle.

La section de ces aciers est donnée par le CBA (B.6.8.4.3), en fonction de l'entraxe des nervures

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :** $A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- **Armature parallèle aux poutrelles :** $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Nous choisissons :

$$A_{\perp} = 5\theta 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow st = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$A_{\parallel} = 4\theta 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow st = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{4\theta 6}{\text{ml}} st = 25 \text{ cm} \qquad 5\theta 6 / \text{ml} \quad st = 20 \text{ cm}$$

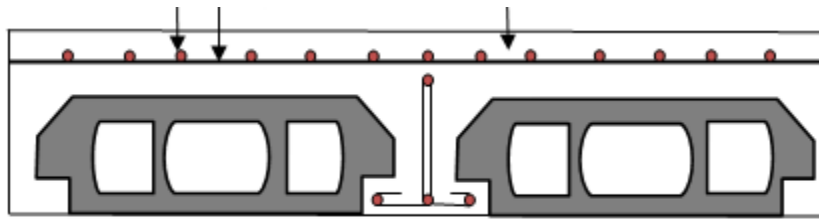


Figure 3-3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.1.2 Planchers à dalle pleine

Les dalles pleines sont généralement soumises à leur poids propre G (déterminé plus haut dans la section Evaluation des charges) et à la charge d'exploitation Q tirée directement du DTR B-C2.2 en fonction de l'usage de ce plancher.

Les dalles sont calculées selon leur mode d'appui et le rapport l_x/l_y ($l_x \leq l_y$).

Lorsque $\rho = l_x/l_y < 0,4$, nous calculons les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite dimension. Donc nous disons que la dalle ne porte que dans un seul sens (l_x). Dans ces conditions nous sommes alors ramenés à l'étude d'une poutre de section rectangulaire, de largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x . Les sollicitations sont calculées comme pour les poutres.

Lorsque $\rho = l_x/l_y \geq 0,4$, la dalle porte dans les deux sens. Nous déterminons les moments suivant les deux directions l_x et l_y et nous calculons les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés. Pour le calcul des dalles rectangulaires soumises à des charges réparties,

Dans le cas de notre projet, les dalles des dalles entre sol, RDC et la dalle de l'ascenseur, des balcons sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur 15cm

Nous prions que la dalle la plus défavorable dalle pleine comme exemple de calcul

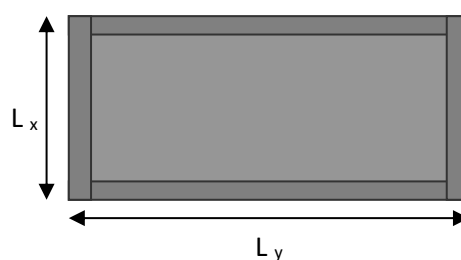


Figure 3-4: Schéma d'une dalle sur 4 appuis

3.1.2.1 Calcul de ferrailage

Le calcul fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) , $b = 100\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$, $d = 0.12\text{ cm}$, $c = 3\text{ cm}$, $f_e = 400\text{ MPA}$

- Calcul des sollicitations à L'ELU :**

Nous avons : $G = 6.43\text{ KN/m}$; $Q = 1.5\text{ KN/m}$
 $Q_U = 1.35G + 1.5 Q = 16.18\text{KN/m}$

- Calcul des moments isostatiques :**

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{460}{716} = 0.64 > 0.4 \quad \mu_x = 0.0759 \quad \mu_y = 0.369$$

Donc : $M_0^X = \mu_x \times Q_U \times L_X^2 = 0.0759 \times 12.43 \times 4.6^2 = 19.96\text{KN.m}$

$$M_0^Y = \mu_y M_0^X = 0.369 \times 19.96 = 7.365\text{KN.m}$$

- Les moments comptent tenu d'encastrement :**

Sens xx : Nous avons : $M_0^X = 19.96\text{ KN.m}$

En travée : $M_T^X = 0.85M_0^X = 16.96\text{ KN.m}$

En niveau des appuis : $M_{a\text{int}}^X = -0.5M_0^X = -9.98\text{ KN.m}$

$$M_{a\text{rive}}^X = -0.3M_0^X = -5.98\text{ KN.m}$$

En travée : $M_T^X = 16.96\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mtu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.186 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \text{Pivot B} \rightarrow A = 0 \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.108$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.108) = 0.115\text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{16.96 \times 10^{-3}}{0.115 \times 348} = 4.23\text{cm}^2$$

D'une manier identique, nous faisons le calcul de ferrailage au niveau des appuis selon le sens lx, et nous trouvons les régulations présentées dans les tableaux suivants :

Tableau 3-16: Ferrailage aux niveaux des appuis

	Mt_{max} (KN.m)				$A_{calculé}$ (cm^2)
rive	-5.98	0.028	0.035	0.118	1.61

✓ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e, \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.64) \times 1 \times 0.15 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Nous avons : $A_t > A_{min}$ vérifiée

Donc nous adoptons : 4HA12 = 4.52cm²/ ml

Tableau 3-17: Vérifications des Condition de non-fragilité

Appuis	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
int	2.45	1.41	3HA12 =3.39	Vérifiée
rive	1.61	1.41	4HA08=2.01	Vérifiée

3.1.2.2 Vérification à l'ELU

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{16.18 \times 4.6}{2} \times \frac{7.16^4}{7.16^4 + 4.6^4} = 24.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.143 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc nous n'avons pas besoin d'utiliser des armatures transversales

Sens y-y : Nous avons : $M_0^y = 7.365 \text{ KN.m}$ Le même travail obtient aux relations résumées dans le tableau suivant : *Tableau 3-18: Ferrailage des appuis dans le*

Elément	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	st (cm)
Travée	6.260	0.030	0.0188	0.120	1.49	1.41	vérifier	5HA10=3.93	20
Appuis intermédiaire	-3.682	0.018	0.022	0.118	0.89	1.41	Non vérifier	5HA08=2.51	20
Appuis de rive	-1.878	0.010	0.012	0.119	0.53	1.41	Non vérifier	5HA08=2.51	20

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

Nous avons : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{6.261 \times 7.16}{2} \times \frac{4.6^4}{7.16^4 + 4.6^4} = 3.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3.26 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.025 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc nous n'avons pas besoin d'utiliser des armatures transversales

3.1.2.3 Vérification à l'ELS

- **Calcul des charges :**

Nous avons: $Q_s = G + Q = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Nous avons : $\rho = 0.64 > \mu_x = 0.0813 \quad \mu_y = 0.519$

Donc : $M_0^x = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 0.0813 \times 8.93 \times 4.6^2 = 15.36 \text{ KN.m}$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.519 \times 15.36 = 7.973 \text{ KN.m}$$

- **Les moments compte tenu d'encastrement :**

Nous avons : $M_0^x = 15.36 \text{ KN.m}$; $M_0^y = 7.973 \text{ KN.m}$

$$M_T^x = 0.85 M_0^x = 13.05 \text{ KN.m}$$

$$M_T^y = 0.85 M_0^y = 6.777 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification à l'état limite de compression du béton :**

En doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

- **Sens x-x :**

En travée : $M_t^x = 13.05 \text{ KN.m}$

Calcul de Y et I :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 4.52y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 881.4 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.57 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{100}{3} 3.57^3 + 15 \times 4.52 \times (3.57 - 13)^2$$

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{7545.75 \times 10^{-8}} \times 3.57 \times 10^{-2} = 6.17 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{13.05 \times 10^{-3}}{7545.75 \times 10^{-8}} \times (13 - 3.57) \times 10^{-2} = 244.63 \text{ MPA} > 202 \text{ MPA} \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc nous devons recalculer la section d'armature à ELS

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 244.63} = 3.15 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 3.15 \times \left(\frac{1-0.5}{3-0.5} \right) \times 10^{-3}}$$

$$\alpha = 0.238 \rightarrow \alpha_1 = 0.279 \rightarrow \alpha_2 = 0.274 \rightarrow \alpha_3 = 0.274$$

Donc nous avons : $\alpha = \alpha_3 = 0.274$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}} = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{0.13 \left(1 - \frac{0.274}{3} \right) 244.63} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Appui intermédiaire : $M_{a\text{int}}^X = -13.05 \times 0.5 = -6.525 \text{ KN.m}$

Calcul de Y et I :

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 3.39y - 15 \times 3.39 \times 13 = 0$$

$$50y^2 + 50.85y - 661.05 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.16 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{100}{3}3.16^3 + 15 \times 3.39 \times (3.16 - 13)^2$$

$$I = 5641.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.525 \times 10^{-3}}{5641.35 \times 10^{-8}} \times 3.16 \times 10^{-2} = 3.65 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f t_{28}} \right) = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{6.525 \times 10^{-3}}{5641.35 \times 10^{-8}} \times (13 - 3.16) \times 10^{-2} = 170 \text{ MPA} < 202 \text{ MP} \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui de rive : $M_{a\text{rive}}^X = 13.0 \times 0.3 = 3.915 \text{ KN.m}$

Calcul de Y et I :

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 2.01y - 15 \times 2.01 \times 13 = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 391.195 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2.51 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{100}{3}2.51^3 + 15 \times 2.01 \times (2.51 - 13)^2$$

$$I = 3844.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.915 \times 10^{-3}}{3844.82 \times 10^{-8}} \times 2.51 \times 10^{-2} = 2.55 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f t_{28}} \right) = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.915 \times 10^{-3}}{3844.82 \times 10^{-8}} \times (13 - 2.51) \times 10^{-2} = 161.36 \text{ MPA} < 202 \text{ MPA}$$

• **Sens y-y :** $M_0^y = 7.97 \text{ KN.m}$

En suivant la même procédure nous obtenons tableau suivant :

Tableau 3-19: Vérifications de la contrainte pour plancher en dalle plein

Localisation	M_{sers} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
En travée	6.777	2.51	2.78	4664.31	$4.04 < 15$	$228.3 < 202$	non Vérifiée
appui int	-3.986	2.51	2.78	4664.31	$2.37 < 15$	$134.31 < 202$	Vérifiée
appui rive	-2.392	2.51	2.78	4664.31	$1.42 < 15$	$80.06 < 202$	Vérifiée

Nous remarquons que dans l'appui n'est pas vérifié donc on doit recalculer à la section d'armature à ELS

Le même travail obtient aux relations suivantes :

$$\beta = 0.98 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.132 \rightarrow \alpha_1 = 0.163 \rightarrow \alpha_2 = 0.161 \rightarrow \alpha_3 = 0.161$$

Donc nous avons : $\alpha = \alpha_3 = 0.161$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\sigma_{st}} = \frac{6.777 \times 10^{-3}}{0.13(1 - \frac{0.161}{3})228.3} = 2.42 \text{ m}^2$$

Nous prenons : 3HA12 = 3.39 cm²

✓ Vérification de la flèche :

Selon B A E L si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80}\right] \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

• Sens x-x :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{460} = 0.0326 \geq \max\left[\frac{16.96}{20 \times 19.96}, \frac{3}{80}\right] = 0.0424 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

Donc nous devons vérifier la flèche dans les sens

La vérification de la flèche dans le tableau suivant, ou nous voyons que la condition dans les deux sens est vérifiée:

Tableau 3-20: Vérifications de la flèche pour plancher en dalle plein

	$f_{ji}(\text{cm})$	$f_{gi}(\text{cm})$	$f_{pi}(\text{cm})$	$f_{gv}(\text{cm})$	$\Delta_f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$
x-x	0.1680	0.3062	0.5860	0.6727	0.7844	0.92
y-y	0.1219	0.1568	0.2177	0.4703	0.4094	1.216

3.1.2.4 Schéma de ferrailage

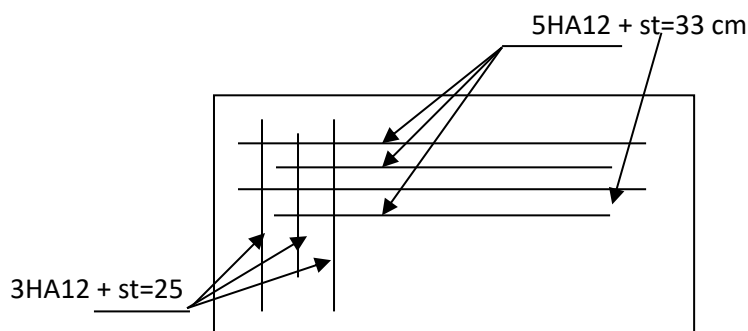


Figure 3-5: Schéma de ferrailage de dalle

3.2 Etude des escaliers

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire

Dans notre structure nous avons deux types d'escaliers :

- Entre sol : a une seule volée
- RDC et étage courant : a deux volées

3.2.1 Types d'escaliers

3.2.1.1 Entre sol (Type01)

Ce type d'escalier est composé de :

- Palier d'épaisseur 20cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

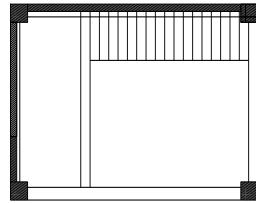


Figure 3-6: Vue en plan et en perspective de l'escalier type 1

Pour déterminer les sollicitations, nous avons deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

➤ **La méthode R.D.M. :** Le calcul se fait pour une bonde d

- **Evaluation des charges :**

$$\text{Volée : } G = 10.16 \times 1 = 10.16 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

Volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.16 + 1.5 \times 2.5 = 17.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.16 + 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad M_{max} = q \frac{l^2}{8}$$

$$\text{ELU : } V_{max} = \frac{17.46 \times 5.1}{2} = 44.52 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{max} = 17.46 \frac{5.1^2}{8} = 56.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } V_{max} = \frac{12.66 \times 5.1}{2} = 31.77 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{max} = 12.66 \frac{5.1^2}{8} = 40.516 \text{ KN.m}$$

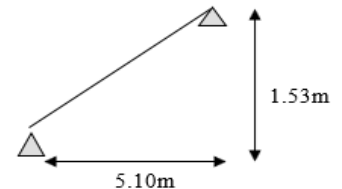


Figure 3-7: Schéma statique

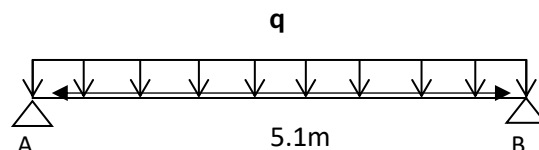


Figure 3-8: Schéma statique d'une poutrelle

❖ **Ferraillage :**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) , $b = 100\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 17\text{ cm}$, $c = 3\text{ cm}$, $f_e = 400\text{ MPA}$

- **En travée :** $M_T = 0.75 \times M_{\max} = 0.75 \times 56.76 = 42.57\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.103 \rightarrow 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0 \rightarrow$$

$$\varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.136$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.136) = 0.159\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{42.57 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 7.69\text{m}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0.023 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.023 \times 1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05\text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.05\text{cm}^2$$

Nous adoptons 5HA14 d'une section $A_s = 7.7\text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/5 = 20\text{cm}$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 7.7/4 = 1.92\text{ cm}^2$$

Nous adoptons 3HA08 d'une section $A_s = 2.51\text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/3 = 33\text{cm}$

- **En appui :** $M_a \max = -0.5 \times 56.67 = 28.33\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ta}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.0028 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0 \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0035$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0035) = 0.169\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{28.33 \times 10^{-3}}{0.169 \times 348} = 4.82\text{ m}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0.023 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.023 \times 1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05\text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.05\text{cm}^2$$

Nous adoptons 5HA12 d'une section $A_s = 5.65\text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/5 = 20\text{cm}$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 5.65/4 = 1.41\text{ cm}^2$$

Nous adoptons 3HA08 d'une section $A_s = 1.51\text{cm}^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/3 = 33\text{cm}$

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

• **L'effort tranchant**

Nous avons : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{44.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.261 \text{ MPA} \leq 1.17 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc nous n'avons pas besoin d'utiliser des armatures transversales

• **Espacement des armatures :**

Fissuration nuisible : $st \leq \min(3e, \text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow st = 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Nous résumons les calculs de ferrailage dans les tableaux suivants :

Tableau 3-21: Ferrailage d'escalier type 01

Position	Mt_{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St(c)	A_{rep} (cm ²)	St(cm)
Travée	42.56	0.103	0.136	0.159	7.69	2.05	5HA14=7.7	20	3HA10=2.5 1	33
Appui	28.39	0.0028	0.023 5	0.169	4.82	2.05	5HA12=5.6	20	3HA08=1.5 1	33

❖ **Vérifications ELS :**

✓ **Vérifications des contraintes de béton :**

- **En travée :** $Mt_{max} = 0.75 \times 40.516 = 30.39 \text{ KN.m}$

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Nous avons : $y = 5.21 \text{ cm}$ et $I = 20769.00 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.39 \times 10^{-3}}{20769.00 \times 10^{-8}} \times 5.21 \times 10^{-2} = 7.62 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui :** $Ma = -0.5 \times 40.516 = 20.258 \text{ KN.m}$

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Calcul de calcul de Y et I : $Y = 4.74 \text{ cm}$, $I = 18451.3 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.258 \times 10^{-3}}{18451.3 \times 10^{-8}} \times 4.74 \times 10^{-2} = 5.20 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Nous résumons les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants

Tableau 3-22: Les vérifications des contraintes l'état limite

Localisation	M_{sers} (KN.m)	A_s (cm ²)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
En travée	30.39	17.7	5.21	20769.0	7.62	15	Vérifiée
En appui	20.258	15.65	4.75	18445.13	5.2	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

Selon BAEL si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification

$$\text{de la flèche : } \frac{h}{l} \geq \max \left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80} \right] \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{510} = 0.0039 < \max \left[\frac{80.94}{20 \times 107.92}, \frac{3}{80} \right] = 0.0424 \dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc nous devons vérifier la flèche

En Résumée la vérification de la flèche dans le tableau suivant :

Tableau 3-23: Vérifications de la flèche pour l'escalier type 01

$y(cm)$	$I(cm^4)$	$I_0(cm^4)$	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	$\Delta_f(cm)$	$\bar{f}(cm)$
5.21	20769.00	334882.9	0.450	0.553	0.719	1.065	0.7810	1.2210

$$\Delta f = 0.7810 \text{ cm} < \bar{f} = 1.2210 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3.2.1.2 Rez-de-chaussée et étage courant (Type02)

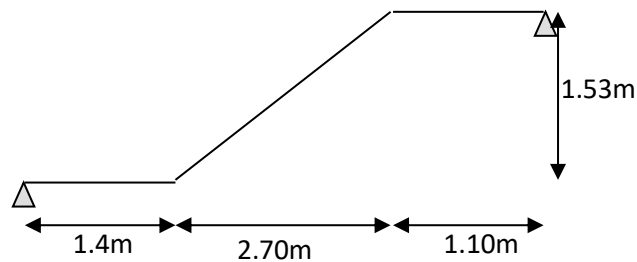


Figure 3-9: Schéma statique de l'escalier

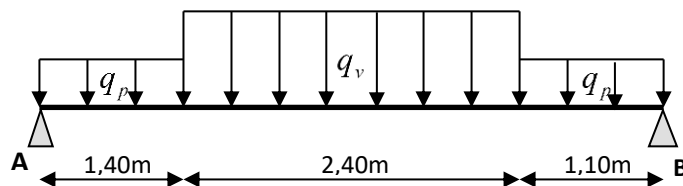


Figure 3-10: Schéma statique avec chargements

• Evaluation des charges :

Volée : $G = 10.16 \times 1 = 10.16 \text{ KN/ml}$
 $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Palière : $G = 6.43 \times 1 = 6.43 \text{ KN/ml}$
 $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges :**

Volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.16 + 1.5 \times 2.5 = 17.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.16 + 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

Palière :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5 = 12.43 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM

Reaction d'appui :

$$\text{ELU : } \sum M_B = 0 \rightarrow R_A = 36.12 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B = 36.86 \text{ KN}$$

ELS : Le même travail obtient aux relations suivantes :

$$R_A = 26.08 \text{ KN} , R_B = 26.62 \text{ KN}$$

- **Les efforts internes et moments fléchissant :**

Le moment max se trouve dans le Tronçons 2 ($1.4\text{m} \leq X \leq 3.8\text{m}$)

En trouve :

ELU :

$$M_{max} = 48.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{t max} = -0.75 \times M_{max} = -0.75 \times 48.43 = -36.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{a max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 48.43 = -24.21 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 36.86 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_{max} = 35.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{t max} = -0.75 \times M_{max} = -0.75 \times 35.05 = -26.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{a max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 35.05 = -17.21 \text{ KN.m}$$

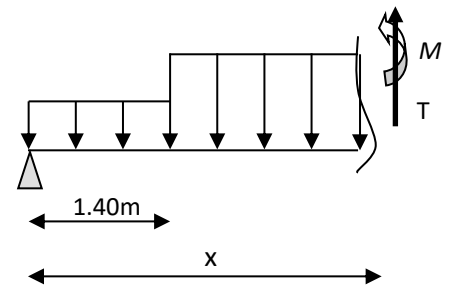


Figure 3-11: Tromçon 01

- ❖ **Ferraillage :**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) , $b = 100\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 17\text{cm}$, $c = 3\text{cm}$, $f_e = 400\text{MPa}$

- **Type 2 :**

Tableau 3-24: Ferraillage d'escalier type 02

Position	$M_{t max}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	St(cm)	$A_{rép}$ (cm^2)	St(cm)
Travée	27.45	0.064	0.086	0.164	4.81	2.05	4HA14=6.16	25	3HA10=2.36	33
Appui	18.30	0.045	0.057	0.166	3.17	2.05	5HA10=3.93	20	3HA08=1.51	33

• Type 2' :

Tableau 3-25: Ferrailage d'escalier type 02'

Position	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St(cm)	$A_{rép}$ (cm ²)	St(cm)
Travée	36.32	0.088	0.116	0.162	6.44	2.05	5HA14=7.70	20	3HA10=2.36	33
Appui	24.21	0.059	0.076	0.164	4.22	2.05	6HA10=4.71	15	3HA08=1.51	33

❖ Vérifications ELS :

✓ Vérifications des contraintes de béton :

Nous résumons les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants :

• Type 2 :

Tableau 3-26: Vérification des contraintes de type 2

Localisation	M_{sers} (KN.m)	A_s (cm ²)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	19.84	6.16	4.75	17438.17	5.40	15	Vérifiée
En appui	13.22	3.93	3.88	12094.36	4.24	15	Vérifiée

• Type2' :

Tableau 3-27: Vérification des contraintes de type 2'

Localisation	M_{sers} (KN.m)	A_s (cm ²)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	26.52	7.7	5.21	20769.00	6.53	15	Vérifiée
En appui	17.52	4.71	4.25	14043.89	5.28	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

• Type 2 :

Tableau 3-28: Vérification de la flèche de type 2

$y(cm)$	$I(cm^4)$	$I_0(cm^4)$	f_{ji}	f_{gi}	f_{pi}	f_{gv}	$\Delta_f(cm)$	$\bar{f}(cm)$
4.75	17438.17	378608.99	0.044	1.111	0.104	1.688	0.6371	0.94

$\Delta f = 0.6371 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm}$condition vérifiée.

• Type2' :

Tableau 3-29: Vérification de la flèche de type 2'

$y(cm)$	$I(cm^4)$	$I_0(cm^4)$	f_{ji}	f_{gi}	f_{pi}	f_{gv}	$\Delta_f(cm)$	$\bar{f}(cm)$
5.21	20769.00	3389928	0.0923	0.1244	0.1787	0.2334	0.1951	0.98

$\Delta f = 0.1951 \text{ cm} < \bar{f} = 0.98 \text{ cm}$condition vérifiée.

3.2.2 Schéma de ferrailage

- **Type 01 :**

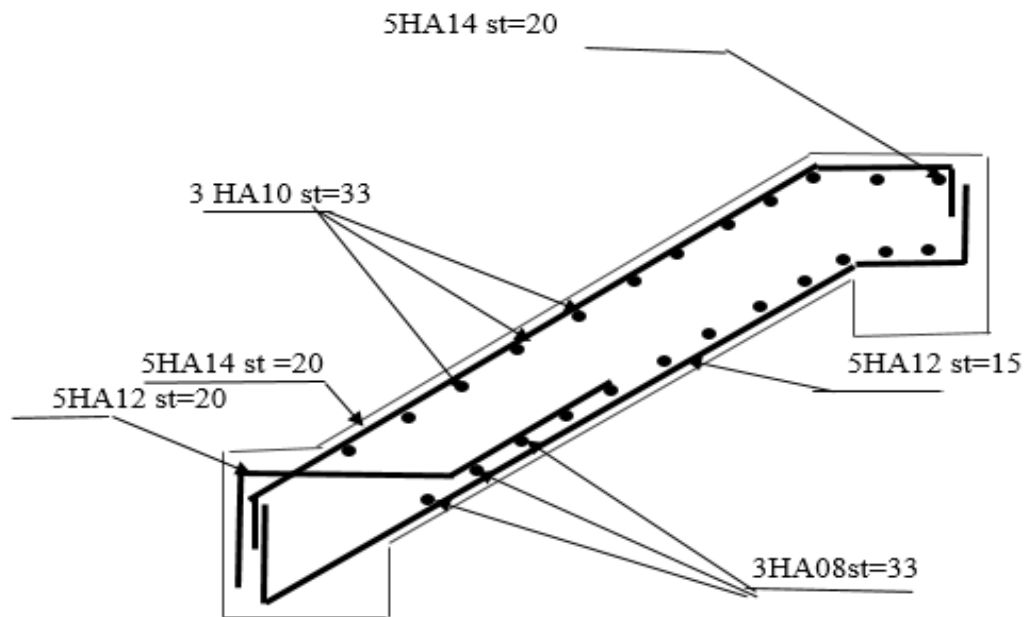


Figure 3-12: Schéma de ferrailage d'escaliers type 01

- **Type 02 :**

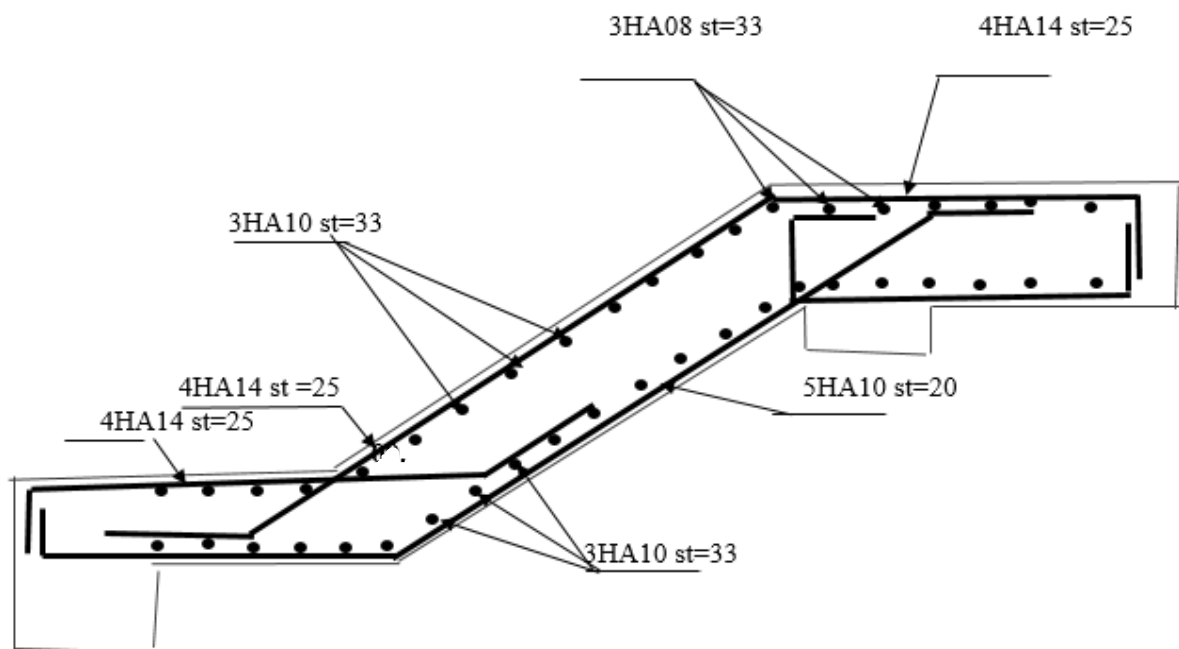


Figure 3-13: Schéma de ferrailage d'escaliers type 02

- **Type 02' :**

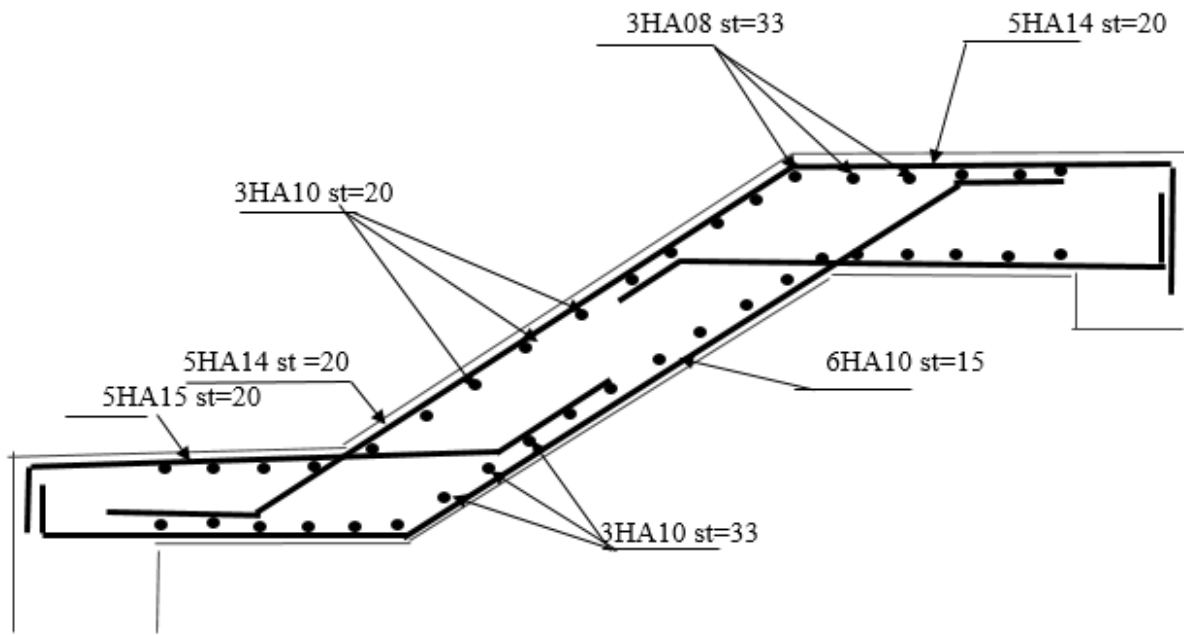


Figure 3-14: Schéma de ferrailage d'escaliers type 02'

3.3 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants que nous calculons à la flexion simple et aux moments de torsion que nous calculons à la torsion.

3.3.1 Pré dimensionnement

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \quad \text{avec : } l_{max} = 3.2 \text{ m}$$

$$\frac{3.2}{15} \leq h \leq \frac{3.2}{10} \rightarrow 0.21\text{m} \leq h \leq 0.32\text{m}$$

Alors : $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$

3.3.2 Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

Alors : $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \end{cases} ; \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$

Donc : Nous adoptons une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

3.3.3 Calcul de la poutre palière à flexion simple

- **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \delta_b = (0.3 \times 0.3) \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_{mur} = G_{Mur} \times \frac{H_{MUR}}{2} = 2.76 \times \frac{(3.06-0.3)}{2} = 3.8 \text{ KN/m}$$

Avec :

g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_{mur} : poids du mur.

G_{Mur} : charge du mur.

H_{mur} : la hauteur du mur.

- **Les charges transmises par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point B.

$$\text{ELU} : R_B^U = 36.86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B^S = 26.62 \text{ KN}$$

Soit :

$$P_u = 1.35(g_0 + g_n) + RU_B^U = 1.35(2.25 + 3.80) + 36.86 = 45.02 \text{ KN/m}$$

$$P_s = g_0 + g_m + R_B^S = 2.25 + 3.8 + 26.62 = 32.67 \text{ LN/m}$$

ELU :

$$M_t^u = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{45.02 \times 3.2^2}{24} = 19.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{45.02 \times 3.2^2}{12} = 38.41 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{45.02 \times 3.2}{2} = 72.03 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_t^u = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{32.67 \times 3.2^2}{24} = 13.92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{32.67 \times 3.2^2}{12} = 27.85 \text{ KN.m}$$

3.3.4 Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple.

Nous résumons les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau 3-30: Ferrailage de la poutre palière

Position	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	19.20	0.018	0.023	0.267	2.06	0.979	Vérifiée
Appui	38.41	0.035	0.044	0.265	4.16	0.978	Vérifiée

3.3.5 Vérification de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \tau_u = \frac{72.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.266 \text{ MPA}$$

- **Armature transversale :**

On fixe $st = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{TRANS}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max[0.45 ; 0.26] = 0.45 \text{ cm}^2$$

3.3.6 Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la Volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Donc : } M_{tor} = -M_B \times \frac{L}{2} = \frac{-39.83 \times 3.2}{2} = -63.73 \text{ KN.m}$$

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

Avec : U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 8.33 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.09.3 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.267 \text{ m}$$

3.3.6.1 Calcul de la section des armatures longitudinales

$$A_{l \text{ tor}} = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = \frac{63.73 \times 10^{-3} \times 1.15}{2 \times 0.0903 \times 400} = 12.85 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe : } st = 15 \text{ cm } A_{t \text{ tor}} = \frac{M_{tor} \times st}{2\Omega \times f_e} = \frac{63.73 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0903 \times 400} = 0.63 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$A_{t \text{ tor}} = \frac{M_{tor} \times st}{2\Omega \times e} = \frac{63.73 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0903 \times 8.33 \times 10^{-2}} = 4.2 \text{ MPA}$$

3.3.6.2 Ferrailles globale (flexion simple + torsion)

Ferrailage longitudinal calculé :

$$\text{En travée : } A_{L \text{ tot}}^{\text{tot}} = A_L^{\text{FS}} + \frac{A_L^{\text{TOR}}}{2} = 2.6 + \frac{12.85}{2} = 9.02 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $Aa = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

$$\text{En appui : } A_{at}^{\text{tot}} = A_L^{\text{FS}} + \frac{A_L^{\text{TOR}}}{2} = 4.16 + \frac{12.85}{2} = 10.58 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $At = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des contraintes du RPA des armature longitudinale (art 7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5 \times B = (0.5 \times 0.5 \times 0.3) / 100 = 7.5 \text{ cm}^2 < A_t = 9.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5 \times B = (0.5 \times 0.5 \times 0.4) / 100 = 6 \text{ cm}^2 < A_{at} = 10.58 \text{ cm}^2$$

• **Calcul les Armature transversales :**

$$A_{TRANS}^{TOT} = A_{TRANS}^{FS} + A_{TRANS}^{TOR} = 0.45 + 0.63 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \tau_u^{FS} = 0.266 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^{FS} = \frac{M_{tor}}{2\Omega \times e} = \frac{63.73 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0903 \times 8.33 \times 10^{-2}} = 4.2 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow \tau_u^{tot} = \sqrt{\tau_u^{FS2} + \tau_u^{FS2}} = 4.20 \text{ MPA} > 3.33 \text{ MPA}$$

Puisque la condition non vérifier donc on doit augmenter la section la poutre à $b=30\text{cm}$ et $h=40 \text{ cm}$

$$\tau_u^{tot} = 2.19 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérifications des contraintes de béton :**

$$\text{En doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

On résume les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants :

Tableau 3-31: Les vérifications des contraintes l'état limite

Localisation	M_{sers} (KN.m)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
Travée	13.92	11.59	91797.3	11.42	15	Vérifiée
Appui	27.85	12.4	104163.1	1.53	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon B A E L si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80}\right] \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

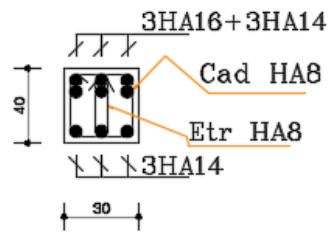
$$\frac{40}{320} = 0.125 \geq \max[0.0625, 0.037] = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{9.02 \times 10^{-4}}{1 \times 0.37} = 2.34 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le calcul de la flèche est inutile.

3.3.7 Schéma de ferrailage

coupe en appuis



coupe en travée

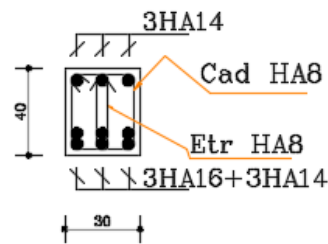


Figure 3-15: Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.4 Etude de la poutre de chaîne

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

q

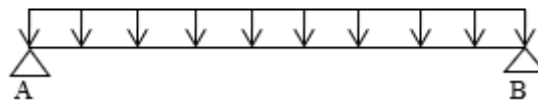


Figure 3-16 : Schéma statique de la poutre de chaînage

3.4.1 Pré dimensionnement

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \quad \text{avec : } l_{max} = 4.9 \text{ m}$$

$$\frac{4.9}{15} \leq h \leq \frac{4.9}{10} \rightarrow 0.32\text{m} \leq h \leq 0.49\text{m}$$

Alors : $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$

3.4.2 Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

Alors : $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \end{cases} ; \frac{b}{h} = \frac{30}{35} = 0.85 < 4$

Donc : On adopte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

3.4.3 Calcul des sollicitations de la poutre de chaînage

• Les charges sur la poutre

$$g_0 = (b \times h) \times \delta_b = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$g_{mur} = G_{Mur} \times H_{Mur} = 2.76 \times (3.06 - 0.35) = 7.48 \text{ KN/m}$$

Avec :

g_0 : poids propre de la poutre de chaînage .

g_{mur} : poids du mur

G_{Mur} : charge du mur.

H_{mur} : la hauteur du mur.

Soit :

$$P_u = 1.35(g_0 + g_n) = 1.35(2.625 + 7.48) = 13.64 \text{ KN/m}$$

$$P_s = g_0 + g_m = 2.625 + 7.48 = 10.10 \text{ KN/m}$$

- **Les moments :**

ELU :

$$M_u = \frac{P_U \times l^2}{8} = \frac{13.64 \times 4.9^2}{8} = 40.93 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_U \times l}{2} = \frac{13.64 \times 4.9}{2} = 33.42 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_t^s = 30.31 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

ELU : $M_u^t = 0.85M_0 = 0.85 \times 40.93 = 34.79 \text{ KN.m}$

$$M_u^a = -0.5M_0 = -0.5 \times 40.93 = -20.46 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_s^t = 0.85M_0 = 0.85 \times 30.31 = 25.76 \text{ KN.m}$

$$M_s^a = -0.5M_0 = -0.5 \times 30.31 = -15.15 \text{ KN.m}$$

3.4.4 Ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bonde de 1 m de longueur et de 35cm d'épaisseur à la flexion simple

Tableau 3-32: Ferrailage de la poutre de chinage

Position	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	34.80	0.023	0.03	0.316	3.16	1.15	vérifiée	3HA12 = 3.39
Appui	-20.46	0.014	0.017	0.317	1.85	1.15	vérifier	3HA10 = 2.36

3.4.5 Vérification à L'ELU

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \tau_u = \frac{33.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} = 0.104 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Armature transversale :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

3.4.6 Vérification à L'ELS

✓ **Vérifications des contraintes de béton :**

En doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm}$ $0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Ont résumé les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants :

Tableau 3-33: Les vérifications des contraintes l'état limite

Localisation	M_{ser} (KN.m)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
Travée	25.76	8.85	34183	6.66	15	Vérifiée
Appui	15.15	5.58	25465	3.32	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon B A E L si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80}\right] \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{35}{490} = 0.0714 > \max [0.425, 0.037] = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.32} = 1.06 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le calcul de la flèche est inutile.

3.4.7 Schéma de ferrailage

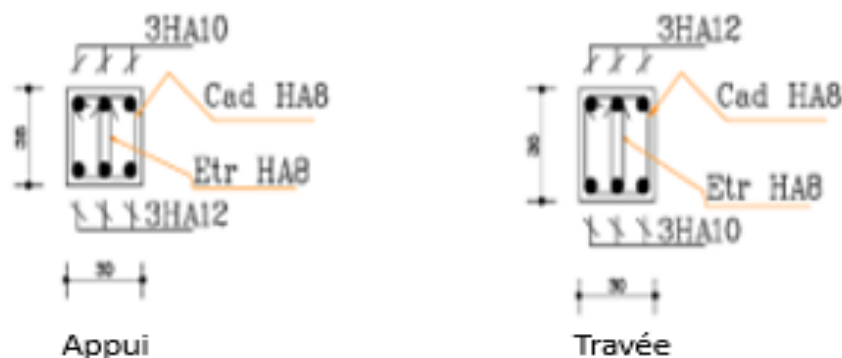


Figure 3-17: Schéma de ferrailage de la poutre de chinage

3.5 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction.

3.5.1 Etude de la dalle de l'ascenseur

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

3.5.1.1 Caractéristiques de l'ascenseur

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes dont les caractéristiques:

$L = 170 \text{ cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L = 150 \text{ cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220 \text{ cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 145 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{perssonnes}} = 630 \text{ KN}$: La charge nominale.

$V = 1 \text{ m/s}$: La vitesse.

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (Machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 150 \text{ cm}$, $L_y = 170 \text{ cm} \rightarrow S = 150 \times 170 = 2.55 \text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{170} = 0.88 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

3.5.1.2 Evaluation des charges et surcharges

On a : $g = D_m + P_m + P_{perrsonnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

Poids propre de la dalle et du revêtement :

- **Dalle en béton armée :** $G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
 - **Revêtement en béton armée :** $G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$
- $$G_{\text{total}} = G' + G$$
- $$G' = G_1 + G_2 = 1.25 + 3.75 = 5 \text{ KN/m}^2$$
- $$G = \frac{F_c}{s} = \frac{145}{2.55} = 56.86 \text{ KN/m}^2$$
- $$G_{\text{total}} = G' + G = 5 + 56.86 = 61.86 \text{ KN/m}^2$$
- $$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

3.5.1.3 Cas des charges réparties

- **Combinaison d'action :**
ELU : $q_u = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q = 1.35 \times 61.86 + 1.5 \times 1 = 84.51 \text{ KN/m}^2$
ELS : $q_s = G_{\text{total}} + Q = 61.86 \times 1 = 63.36 \text{ KN/m}^2$
 $\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0478$, $\mu_y = 0.740$
- **Les moments isostatiques :**
 $M_x^0 = 0.0478 \times 84.51 \times 1.5^2 = 9.09 \text{ KN.m}$
 $M_y^0 = 0.740 \times 9.09 = 6.72 \text{ KN.m}$
- **Les moments (compte tenu de l'encastrement) :**
En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 9.09 = 7.72 \text{ KN.m}$
 $M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 6.72 = 5.71 \text{ KN.m}$
En appui : $M_a^x = -0.3 \times M_x^0 = -0.3 \times 9.09 = -2.73 \text{ KN.m}$
 $M_a^y = -0.3 \times M_y^0 = -0.3 \times 6.72 = -2.02 \text{ KN.m}$

3.5.1.4 Ferrailages

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

On fera le calcul de la dalle pour une bonde de 1 m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple

Tableau 3-34: Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position	Mt_{max}	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$	A_{min}	$A_{adopté}$	
Travée	7.72	0.032	0.041	0.127	1.75	1.27	4HA08	25
Travée v-v	5.71	0.023	0.029	0.128	1.28	1.27	4H 08	25
Appui	-2.73	0.011	0.014	0.128	0.61	1.2	4HA08	25

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = 39.46 \text{ KN}, \quad V_u^y = 27.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.46}{1 \times 0.13} = 0.303 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$$

✓ **Vérification à L'ELS**

$$q_s = 63.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0549, \quad \mu_y = 0.818$$

• **Les moments isostatiques :**

$$M_x^0 = 0.05498 \times 63.36 \times 1.5^2 = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 0.818 \times 7.82 = 6.40 \text{ KN.m}$$

• **Les moments (compte tenu de l'encastrement) :**

En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 7.82 = 6.65 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 6.40 = 5.44 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_a^x = -0.3 \times M_x^0 = -0.3 \times 7.82 = -2.34 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = -0.3 \times M_y^0 = -0.3 \times 6.4 = -1.92 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications des contraintes de béton :**

En doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Ont résumé les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants :

Tableau 3-35: Les vérifications des contraintes l'état limite

Localisation	M_{sers} (KN.m)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée x-x	6.65	2.51	3844.82	4.34	15	Vérifiée
Travée y-y	5.44	2.51	3844.82	3.55	15	Vérifiée
Appui	2.34	2.51	3844.82	1.53	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon B A E L si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80}\right] \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

Sens x-x :

$$\frac{15}{150} = 0.1 \geq \max[0.042, 0.037] \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} 1.54 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens-y-y :

$$\frac{15}{170} = 0.088 \geq \max[0.042, 0.037] \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} 1.54 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

3.5.2 Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

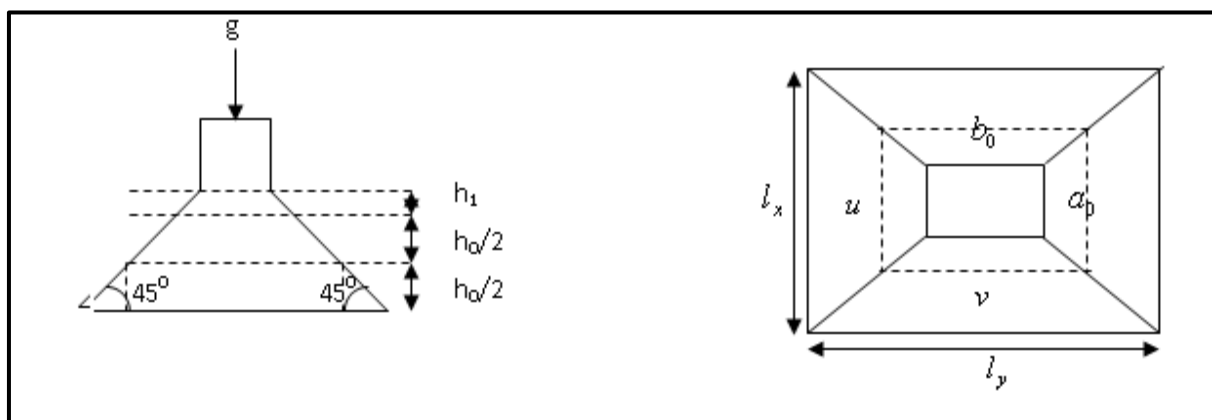


Figure 3-18: Schéma représentant la surface d'impact

On a : $U = a_0 + b_0 + 2\xi h_1$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$: est la surface du chargement.

h_0 : est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 : est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$$\xi = 0.75, h_1 = 5cm$$

On aura donc : $U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 cm$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5cm$$

A l'ELU : $g = 72.3KN \rightarrow q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.605KN$

- Calcul des sollicitations :**

On a selon le BAEL : $M_x = p_u \times (M_1 + v \times M_2)$

$$M_y = p_u \times (M_2 + v \times M_1)$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU *annexe 2*, en fonction de ρ

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.64 \\ \beta = 0.57 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 \\ M_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au point propre de la dalle à L'ELU :

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 8.25 \times 1.5^2 = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_{x2} = \mu_y \times M_{x1} = 0.7438 \times 0.88 = 0.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.296 + 0.88 = 9.149 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 0.65 = 7.19 \text{ KN.m}$$

- Les moments isostatiques :**

$$M_t^x = 0.75 \times 9.149 = 6.861 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.19 = 5.392 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0.5 \times 9.149 = -4.574 \text{ KN.m}$$

3.5.2.1 Ferrailage

Le calcul se fera une bonde de 1 m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la **flexion simple**.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-36: Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St(cm)
Travée x-x	6.861	0.028	0.035	0.128	1.54	1.27	4HA08	25
Travée y-y	5.392	0.022	0.027	0.128	1.21	1.27	4H 08	25
Appui	-4.574	0.019	0.023	0.128	1.01	1.2	4HA08	25

3.5.2.2 Vérifications à L'ELU

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$S_t \leq (2e, 25) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\delta b}$$

P_u : Charge de la dalle à L'ELU

h : Hauteur de la dalle

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (102.5 + 102.5) = 410 \text{ cm} , P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.65 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \frac{25}{1.5} = 461.25 \text{ KN}$$

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

$$V_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

On a :

$$v = u \rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{97.065}{3 \times 102.5 \times 10^{-2}} = 31.74 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{31.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.244 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.5.2.3 Vérification à L'ELS

- **Les moments engendrent par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$**

$$M_x = p_s \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = p_s \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 \times 0.2 \times 0.085) = 6.07 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0546 \times 6 \times 1.5^2 = 0.737 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.737 = 0.605 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments agissant sur la dalle sont :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.737 = 7.847 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.605 = 6.675 \text{ KN.m}$$

- **Les moments isostatiques :**

$$M_t^x = 0.75 \times 7.847 = 5.882 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 6.675 = 5.006 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0.5 \times 7.847 = -3.92 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Vérification des contraintes de béton :**

$$\text{En doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

On résume les vérifications des contraintes à l'état limite dans les tableaux suivants :

Tableau 3-37: Les vérifications des contraintes l'état limite

Localisation	M_{sers} (KN.m)	$y(m)$	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
Travée x-x	5.88	2.51	3844.82	34.23	15	Vérifiée
Travée y-y	5.06	2.51	3844.82	3.30	15	Vérifiée
Appui	3.92	2.51	3844.82	2.55	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

Selon B A E L si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80}\right] \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Sens x-x :

$$\frac{15}{150} = 0.1 \geq \max[0.042, 0.037] \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} 1.54 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 5 \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens-y-y :

$$\frac{15}{170} = 0.088 \geq \max[0.042, 0.037] \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} 1.54 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 5 \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

3.5.3 Schéma de ferrailage

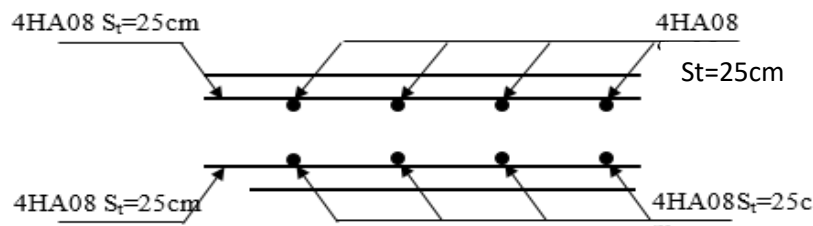


Figure 3-19: Vue en coupe du ferrailage de la dalle

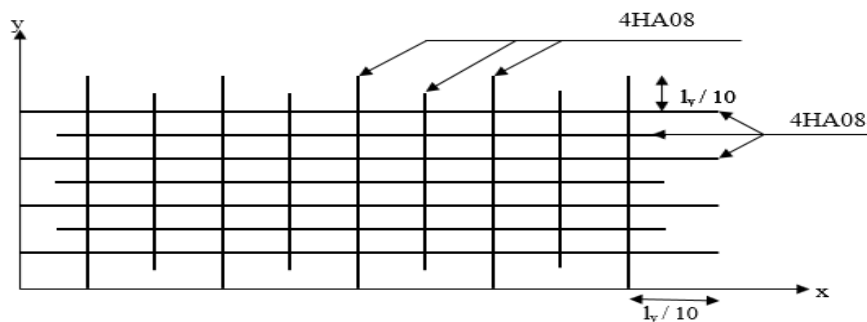


Figure 3-20: Schéma de ferrailage de la dalle.

3.6 Etude de l'acrotère

3.6.1 Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- La fissuration est considérée préjudiciable
- L'acrotère sera calculé en flexion composée

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans D'architecture comme elles sont montrées sur la figure

Avec : $s = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1135 \text{ cm}^2$

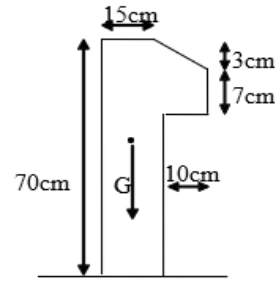


Figure 3-21: Vu en plan de l'acrotère

3.6.2 Evaluation des charges :

- **Poids propre :** $G1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84 \text{ KN}$
- **Poids des enduits :** $G2 = 0.03 \times 18 \times 1 \times 0.7 = 0.378 \text{ KN}$
- **Poids total :** $Wp = G1 + G2 = 2.84 + 0.378 = 3.218 \text{ KN}$
- **La force sismique :**

La force sismique horizontale Fp est donnée par la formule suivante :

$$Fp = 4 \times A \times Gp \times wp \text{ (RPA ART .6.2.3.)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

Cp : Facteur de force horizontale ($Cp = 0.8$).

Wp : Poids de l'acrotère.

Donc : $Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.218 = 1.54 \text{ KN}$

3.6.3 Calcul des sollicitations

• Calcul du centre de pression

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

: $S1 = 1050 \text{ cm}^2$; $x1 = 7.5 \text{ cm}$, $y1 = 35 \text{ cm}$

: $S2 = 15 \text{ cm}^2$, $x2 = 15 + \frac{10}{3} = 18.33$, $y2 = 70 - \left(3 - \frac{3}{3}\right) = 68 \text{ cm}$

: $S3 = 70 \text{ cm}^2$, $x3 = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ cm}$, $y = 70 - 3 - \frac{7}{2} \text{ cm}$

$$Xg = \frac{\sum si \times xi}{\sum si} = \frac{1050 \times 7.5 + 15 \times 18.33 + 70 \times 20}{1050 + 15 + 70} = 8.41 \text{ cm}$$

$$YG = \frac{\sum si \times yi}{\sum si} = \frac{1050 \times 35 + 15 \times 68 + 70 \times 63}{1050 + 15 + 70} = 37.19 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$NG = 3.218 \text{ KN}$

$MG + Q \times h = 1.1 \times 0.7 = 0.7$

$Mfp = fp \times yg = 1.54 \times 0.3719 = 0.573 \text{ KN.m}$

3.6.4 Différentes combinaisons à utiliser

Tableau 3-38: Différentes combinaisons à utiliser

Différentes combinaisons à utiliser			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + FP	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	3.218	4.34	3.218
M (KN.m)	1.273	1.05	0.7

3.6.5 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{MU}{Nu} = \frac{1.05}{4.37} = 0.24 \text{ m} ; \quad \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et Nu est un effort de compression dont la Section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec $M_{ua} = Nu \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = Mu/Nu$) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est : **$e = e_0 + e_a + e_2$** .

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{6} \right) = \max (2 \text{ cm}, 0.26) = 2 \text{ cm}, \quad e_2 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \Phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} \quad \text{ET } MG = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

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

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times h_0 = 1.4 \text{ m}$$

h_0 : hauteur de section qui égale à 15 cm

Donc :

$$e_0 = \frac{3 \times 1.4^3 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.00784 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_0 = 0.268 \text{ m}$$

3.6.6 Calcul à L'ELU

$$NU = 4.34 \text{ KN} ; Mu = NU \times e = 4.34 \times 0.268 = 1.163 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA},$$

$$f_{es} = 348 \text{ MPA} ; , h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.12 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = Mu + NU \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.163 + 4.34 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.358 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0066 < 0.186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0086$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0086) = 0.12 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 3.25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_e} = 0.325 \times 10^{-4} - \frac{4.34 \times 10^{-4}}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \dots\dots\dots \text{non vérifiée. On prend } A_s = 4HA08 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 = 4HA08 = 1.13 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}, \text{ on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}, \text{ on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0125 \text{ MPA} ; \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Situation accidentelle :**

$$V_u = f_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.021 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes :**

$$M_{SER} = 0.7 \text{ KN.m}, N_{SRER} = 3.218 \text{ KN}, d = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{SRER} \times y}{\mu_t} ; \quad \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c25}$$

$$\sigma_{st} = \frac{(d-y)}{\mu_t} \times 15 \times N_{SRER}, \sigma_{st adm} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}\right)$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$e = d - e_1$$

$$e = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.7}{3.218} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.263 \text{ m}$$

$$e_1 > d \rightarrow "c" \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.12 - 0.263 = -0.143 \text{ m}$$

$$\text{On a : } P = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.143)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13+0.143)}{1} = -0.057 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.143)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13+0.143)^2}{1} = 0.0046 \text{ m}^3$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$ avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire : soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4q^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$y_{c1} = \alpha \cos \frac{\varphi}{3}$$

$$y_{c1} = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$y_{c1} = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \quad \text{et} \quad \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right)$$

Si $\Delta \geq 0 \rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcule : } t = (\sqrt{\Delta - q})^{1/3}, \quad y_c = z - \frac{p}{3z}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.0046)^2 + \frac{4 + (-0.057)^3}{27} = -6.246 \times 10^{-6} < 0 \rightarrow \text{trios racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \alpha = 2 \sqrt{\frac{0.057}{3}} = 0.276$$

$$\varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.0046}{2 \times (-0.057)} \sqrt{\frac{-3}{-0.057}} \right) = 151.43^\circ$$

Donc :

$$y_{c1} = 0.176m$$

$$y_{c2} = -0.272m$$

$$y_{c3} = 0.097m$$

On a : $y = y_1$

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

$$\mu_t = 1 \times \frac{(0.033)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.033) = 2.82 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.377 MPA, \quad \sigma_{st} = 14.89 MPA$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 MPA, \quad \overline{\sigma}_{st} = 202 MPA$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.6.7 Schéma de ferrailage

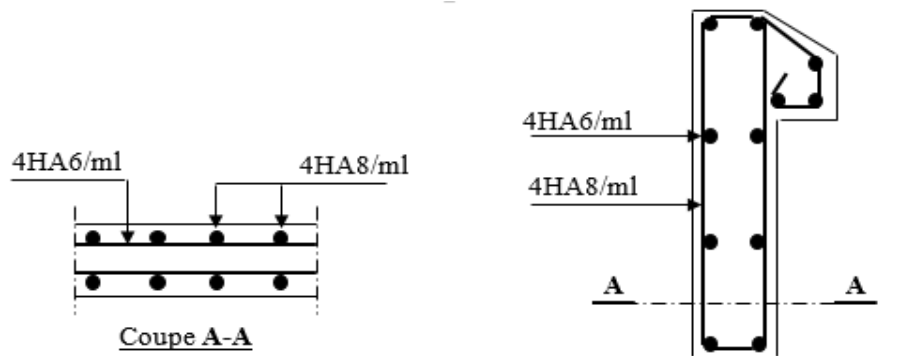


Figure 3-22: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés.

Les balcons sont réalisés en dalles pleines en tenant compte la résistance au coupe-feu. Nous sommes ensuite intéresser à l'ascenseur puis l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée. Un ferrailage adéquat a été adopté.

Dans notre structure, nous avons deux types d'escalier. Ces types a été étudiés et ferrailés.

Chapitre 04
« Etude dynamique »

4 Etude dynamique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil, dans une zone sismique ou éventuellement soumise à des actions accidentelles (vent extrême, explosion ...)

La structure étudiée sera réalisée dans la ville de Bejaia, qui est une zone sismique II a selon la classification de **RPA99version2003** donc elle est exposée à des séismes. La structure étudiée est d'une hauteur de 27.54 m destinée à usage multiple habitations et commerce donc il est important de prévoir son comportement sous chargement dynamique .Alors elle nécessite de faire une étude dynamique adéquate pour prédire le comportement de celle-ci au cas d'un éventuel séisme majeur.

La modélisation de la structure est faite en éléments finis par le logiciel Etabs qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

4.1 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode dynamique modale spectrale
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme

4.1.1 Méthode statique équivalente

4.1.1.1 Principe

Selon **RPA99version2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de mêmes propriétés d'inerties.

4.1.1.2 Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99(article 4.1.2)**.

4.1.1.3 Calcul de la force sismique :

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

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \dots \text{RPA99/2003 Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : Groupe d'usage = 2 et Zone sismique = IIa $\Rightarrow A=0.15$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99version2003 en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte $\Rightarrow R=5$

Q : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003.

Conditions	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Donc : $Q_x = 1.1$ $Q_y = 1.15$

W : poids total de la structure $W = \sum_1^9 W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W = 48802,8687 KN (tirer par L'ETABS)

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99/2003.

$\beta = 0.2$ dans le cas habitation et $\beta = 0.6$ dans le cas commercial.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

4.1.1.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA 99/2003 (article 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) T = C_T * (h_t)^{3/4} \quad \text{RPA 99/2003 (Art .4.2.4).}$$

Avec :

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

$$h_t = 33.48 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003).}$$

$$\text{D'où : } T = 0.69 \text{ s}$$

$$2) T = 0.09 \frac{h_t}{\sqrt{L}}$$

Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 31.06 \text{ m} \quad T_x = 0.54 \text{ s}$$

$$L_y = 19.76 \text{ m} \quad T_y = 0.67 \text{ s}$$

On prend la plus petite valeur pour T.

$$T_{st x} = \min(T, T_x) = \min(0.69 \text{ s}; 0.54 \text{ s}) = 0.54 \text{ s}$$

$$T_{st y} = \min(T, T_y) = \min(0.69 \text{ s}; 0.67 \text{ s}) = 0.67 \text{ s}$$

❖ Valeur de T_1 et T_2 :

T_1 Et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \quad T_1 = 0.15 \text{ s} ; \quad T_2 = 0.4 \text{ s} ; \quad D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} ; \quad T_2 < T < 3 \text{ s}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003** tableau 4.2)

$$\text{On prend : } \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

$$D_x = 1.8 \quad \text{et} \quad D_y = 1.56$$

$$\text{Donc : } V_x = 2137.57 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_y = 2626.57$$

4.1.2 Méthode d'analyse dynamique :

4.1.2.1 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique 3D. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteaux poutres et des plancher modélisée sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 10 niveaux, encastres à la base.

La structure modélisée de hauteur $ht = 33.48\text{m}$ et des longueurs $Lx = 31.06\text{m}$, $Ly = 19.76\text{m}$. La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, en introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S2 : site ferme, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02.

La faite que la structure est d'une hauteur de 26.37m qu'est supérieur à 14m donc l'utilisation des voiles de contreventement est obligatoire pour éviter les effets de torsion selon les règlements en vigueur.

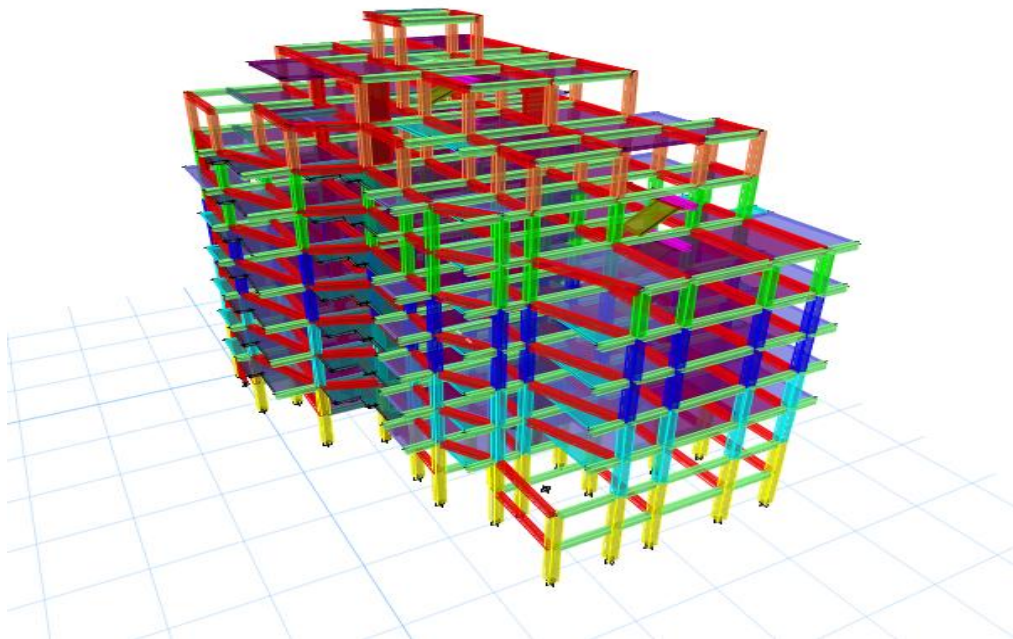


Figure 4 : Vue en 3D

Dans notre cas on a opté pour un contreventement mixte voile-portique avec interaction. La modélisation est faite en respectant les exigences du comportement de la structure en appliquant articles du règlement RPA, ces exigences sont :

- Avoir une distribution symétrique des masses et des rigidités.
- Vérification des interactions horizontale et verticale.
- Avoir des modes de vibration adéquate, cela veut dire avoir une période acceptable.

Pour cela parmi plusieurs dispositions, on a opté pour la disposition suivante qui est la plus adéquate pour notre cas :

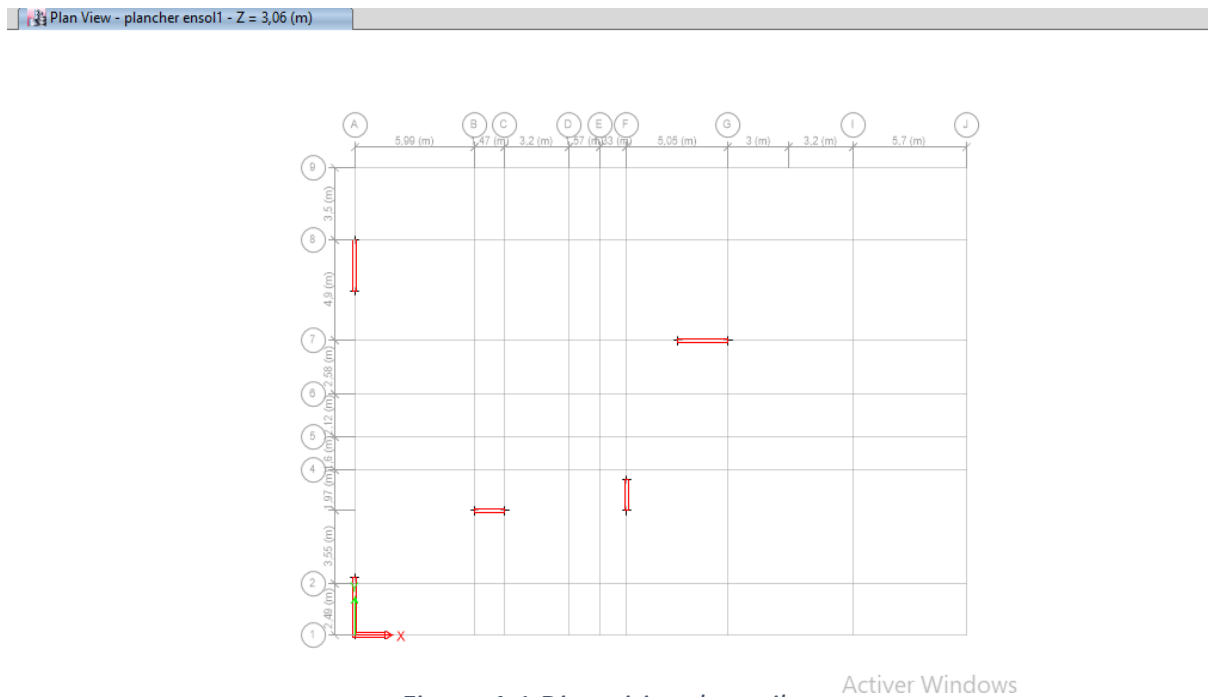


Figure 4-1 Disposition des voies

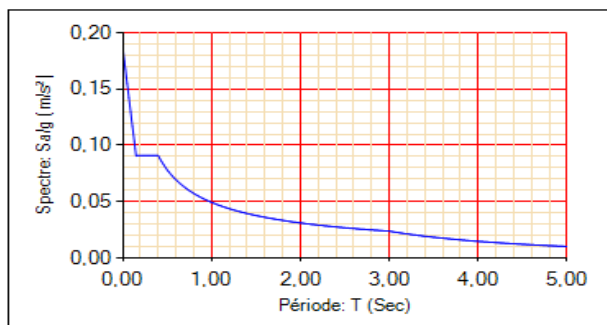
Activier Windows

4.1.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Il est recherché par cette méthode 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 :

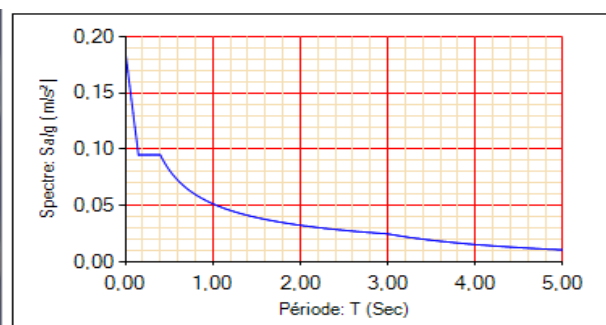
Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.



Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'importa
Site: S2: Site ferme	Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Dense)
Facteur de qualité: 1,10	Système de contreventement: Béton armé: Mixte portiques/voiles

Figure 6 Réponse spectrale de la structure sens (x-x)



Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'importa
Site: S2: Site ferme	Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Dense)
Facteur de qualité: 1,15	Système de contreventement: Béton armé: Mixte portiques/voiles

Figure 7 Réponse spectrale sens (y-y)

Tableau 4-1 Tableau de Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUEL MODE (PERCENT)			COMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.911	0.043	0.7313	0	0.043	0.7313	0
2	0.829	0.7466	0.0468	0	0.7896	0.7781	0
3	0.78	0.0034	0.0061	0	0.793	0.7842	0
4	0.296	0.004	0.0819	0	0.7971	0.8661	0
5	0.276	0.1028	0.0035	0	0.8999	0.8696	0
6	0.235	0.0007	0.0272	0	0.9006	0.8968	0
7	0.177	0.0002	0.0232	0	0.9008	0.92	0
8	0.153	0.0379	0.0003	0	0.9387	0.9202	0
9	0.136	0.0004	0.0017	0	0.9392	0.9219	0
10	0.128	0	0.0007	0	0.9392	0.9227	0
11	0.116	0.00002218	0.0188	0	0.9392	0.9415	0
12	0.111	0.0017	0.0072	0	0.9409	0.9487	0

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint les 90 % de la masse totale du bâtiment à partir du 6^{ème} mode (sens x-x) et à partir du 7^{ème} mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

Selon RPA99V2003 la résultante des périodes dynamique (T_{dy}) à la base doit être inférieure ou égale à 1,3 T_{st} (T_{dy} : la période dynamique donner par le tableau de taux de participation massique)

Tableau 4-2: Vérification de la période dynamique à la base

Résultats des périodes	T _{dyn}	T _{st}	1.3* T _{st}	Observation
Sens x-x	0.911	0.54	0.702	Non vérifiée
Sens y-y	0.829	0.67	0.871	Vérifiée

La période est vérifiée selon un seul sens (sens y-y)

4.1.2.3 Analyse du comportement de la structure

- **Mode 1 :**

v - 4 - Z = 21,24 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,92

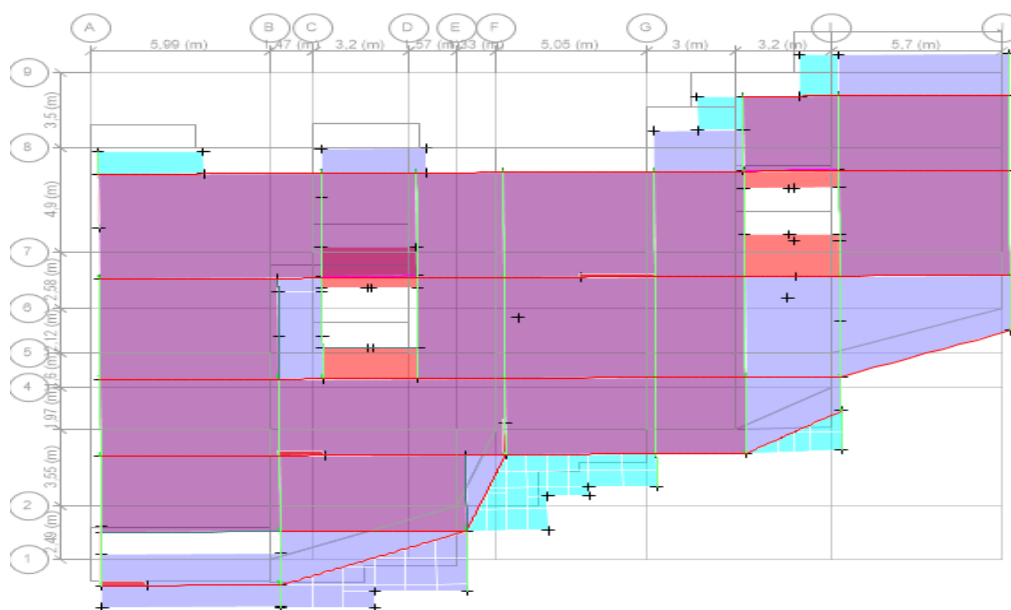


Figure 4-2 Premier mode de déformation translation suivant x ($T=0.91s$)

- **Mode 2 :**

- 4 - Z = 21,24 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,837

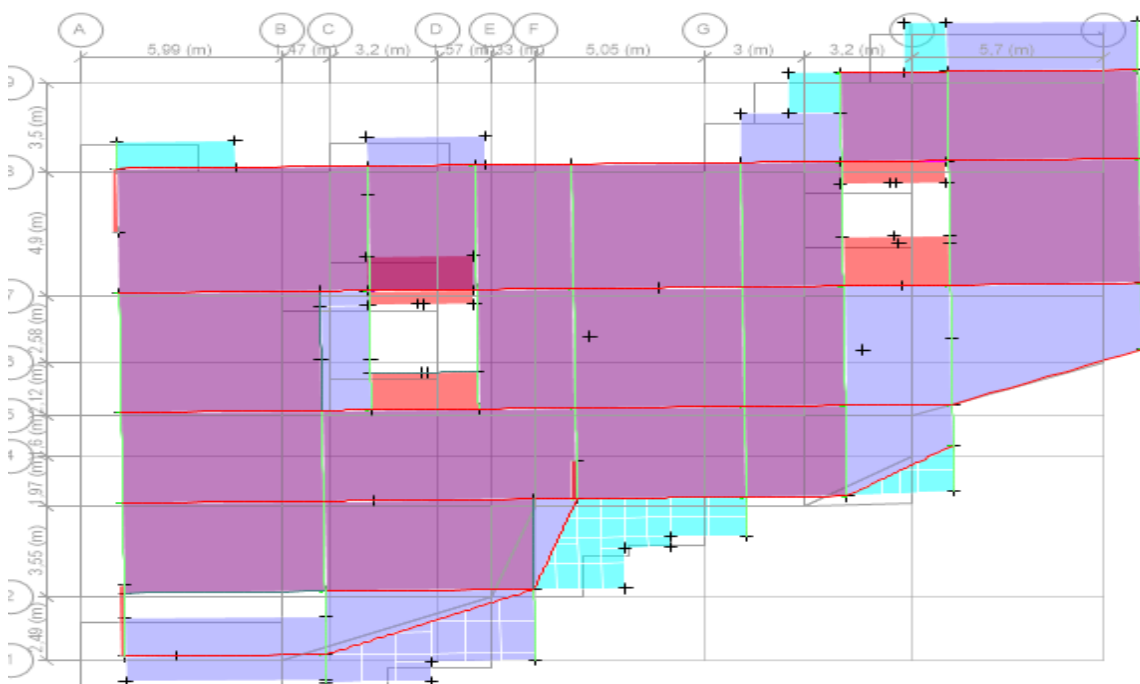


Figure 4-3 Deuxième mode de déformation translation suivant y

• **Mode 3 :**

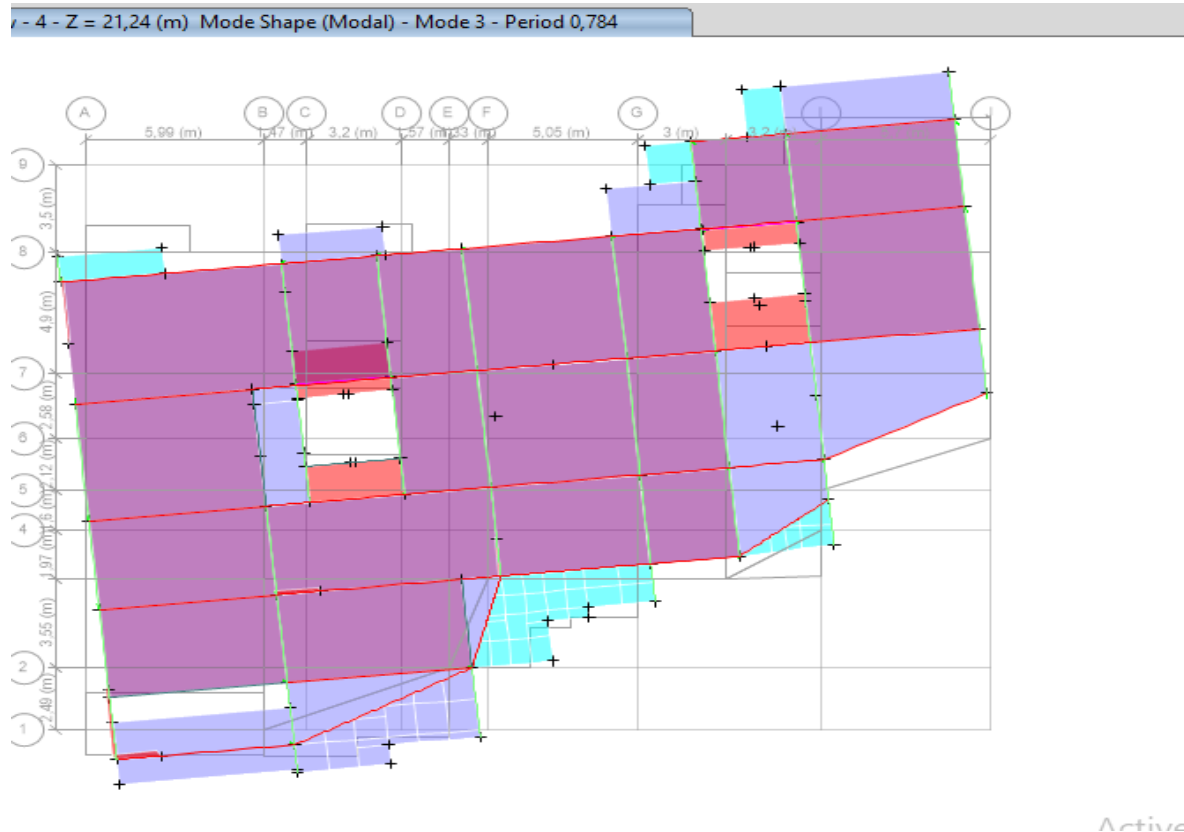


Figure 4-4 Troisième mode de déformation rotation suivant z ($T_z=0.78s$)

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

Tableau 4-3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8*V_{st}(K N)$	Observation
Sens x-x	2174.0301	2898.89	2319.11	Non vérifiée
Sens y-y	2191.291	2626.57	2101.25	Vérifier

On remarque que la condition de la résultante des forces sismiques n'est pas vérifiée suivant le sens x-x, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le report :

$$\frac{0.8 * V_{st}}{V_{dyn}} = \frac{2319.11}{2174.0301} = 1.06$$

4.2 Justification de l'interaction voiles portiques :

4.2.1 Sous charges verticales :

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{voiles} + \sum F_{portiques}} \leq 20\%$

Tableau 4-4 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Entre sol 1	51307.04	6180.08	89.25	10.75	Vérifiée
Entre sol 2	47550.00	5635.83	89.40	10.60	Vérifiée
RDC	42000.46	5134.35	89.11	10.89	Vérifiée
1	35878.27	4506.87	88.84	11.16	Vérifiée
2	29754.33	3909.89	88.39	11.61	Vérifiée
3	23800.68	3226.668	88.06	11.94	Vérifiée
4	17814.00	2528.71	87.57	12.43	Vérifiée
5	12053.61	1804.49	86.98	13.02	Vérifiée
6	7116.02	1053.27	87.11	12.89	Vérifiée
7	2783.02	592.61	82.44	17.56	Vérifiée
8	338.31	0	100.00	0	

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

4.2.2 Sous charges horizontales :

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{voiles} + \sum F_{portiques}} \leq 75\%$

Tableau 4-5 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol 1	1340.38	1160.88	53.59	46.41	1312.21	1089.40	54.64	45.36
Entre sol 2	1656.92	813.46	65.68	34.32	1479.23	892.47	62.37	37.63
RDC	1612.32	745.82	68.37	31.63	1086.3	1171.215	48.12	51.88
1	1642.52	533.97	75.47	24.53	1137.76	949.74	54.5	45.5
2	1385.04	568.5	70.90	29.1	1040.67	835.78	55.46	44.54
3	1247.35	439.75	73.93	26.07	945.85	678.94	58.21	41.79
4	1018.28	356.04	74.09	25.91	755.13	575.19	56.76	43.24
5	787.94	242.22	76.49	23.51	617.70	381.03	61.85	38.15
6	510.65	165.80	75.49	24.51	457.93	194.94	70.14	29.86
7	283.5	64.02	81.58	18.42	258.43	76.95	77.06	22.94

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99/2003 (Article 7.1.3.3)**

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B_c : L'aire brute du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau 4-6 Vérification de l'effort normal dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	N (KN)	V	Observation
Entre sol 1	3025	3040.94	0.402	Non vérifiée

On remarque que l'effort V dépasse la valeur 0.3, donc les sections des poteaux choisies sont insuffisantes (on doit augmenter les sections).

Tableau 4-7 Vérification de l'effort normal avec les nouvelles sections

Niveaux	B (cm ²)	N(KN)	V	Observation
Entre sol 1	4255	3040.94	0.287	Vérifiée
Entre sol 2	4255	2789.29	0.264	Vérifiée
RDC	3900	2528.8	0.259	Vérifiée
Etage 1	3900	2145.1	0.220	Vérifiée
Etage 2	3300	1776.83	0.215	Vérifiée
Etage 3	3300	1439.57	0.174	Vérifiée
Etage 4	2750	1043.15	0.151	Vérifiée
Etage 5	2750	856.58	0.124	Vérifiée
Etage 6	2250	607.93	0.108	Vérifiée
Etage 7	2250	364.83	0.064	Vérifiée
Etage 8	2250	129.21	0.023	Vérifiée

4.4 Vérification vis-à-vis de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{eK} \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{K-1} \quad \text{RPA99/2003(Formule4 -19)}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10**) **RPA99/2003**.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau 4-8 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X)

Niveaux	$h_K(m)$	$\delta_{eK}(mm)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\frac{\Delta_K}{h_K}(\%)$	Observation
Entre sol 1	3.06	0.848	0.00424	0	0.00424	0.138	Vérifiée
Entre sol 2	2.88	2.349	0.01174	0.00424	0.00750	0.260	Vérifiée
RDC	3.06	4.103	0.02051	0.01174	0.00877	0.286	Vérifiée
1	3.06	5.827	0.02913	0.02051	0.00862	0.281	Vérifiée
2	3.06	7.507	0.03753	0.02913	0.0084	0.274	Vérifiée
3	3.06	9.27	0.04635	0.03753	0.00881	0.288	Vérifiée
4	3.06	10.351	0.05175	0.04635	0.00540	0.176	Vérifiée
5	3.06	11.473	0.05735	0.05175	0.00559	0.183	Vérifiée
6	3.06	12.413	0.06206	0.05735	0.00471	0.154	Vérifiée
7	3.06	13.539	0.06769	0.06206	0.005630	0.184	Vérifiée
8	3.06	13.539	0.06769	0.06769	0	0	Vérifiée

Tableau 4-9 Vérification de déplacement relatif dans le sens (Y-Y)

Niveaux	$h_K(m)$	$\delta_{eK}(mm)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\frac{\Delta_K}{h_K}(\%)$	Observation
Entre sol 1	3.06	1.218	0.00609	0	0.00609	0.199	Vérifiée
Entre sol 2	2.88	3.278	0.01639	0.00609	0.0103	0.357	Vérifiée
RDC	3.06	5.361	0.02680	0.01639	0.0104	0.340	Vérifiée
1	3.06	7.194	0.03597	0.02680	0.0091	0.299	Vérifiée
2	3.06	8.782	0.04391	0.03597	0.0099	0.259	Vérifiée
3	3.06	10.093	0.05046	0.04391	0.0065	0.214	Vérifiée
4	3.06	12.09	0.06045	0.05046	0.0099	0.326	Vérifiée
5	3.06	14.043	0.07021	0.06045	0.0097	0.319	Vérifiée
6	3.06	15.823	0.09911	0.07021	0.0089	0.290	Vérifiée
7	3.06	17.874	0.08937	0.09911	0.0102	0.335	Vérifiée
8	3.06	17.874	0.08937	0.08937	0	0	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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 »

- Si $0,1 < \theta_k < 0.2$ l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.
Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau 4-10 Vérification à l'effet P-Δ selon x-x

Sens x-x						
Niveau	Δk(m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ	Observation
Entre sol 1	0.00424	51611.25	2500.94	3.06	0.0285	Vérifiée
Entre sol 2	0.00750	47584.42	2468.97	2.88	0.0502	Vérifiée
RDC	0.00877	42106	2357.48	3.06	0.0511	Vérifiée
1	0.00862	36083.46	2175.15	3.06	0.0426	Vérifiée
2	0.0084	30089.67	1951.98	3.06	0.0423	Vérifiée
3	0.00881	24179.94	1686.01	3.06	0.0413	Vérifiée
4	0.00540	18222.43	1372.55	3.06	0.0234	Vérifiée
5	0.00559	12451.62	1024.81	3.06	0.0222	Vérifiée
6	0.00471	7361.21	672.58	3.06	0.0168	Vérifiée
7	0.005630	3036.70	305.90	3.06	0.0182	Vérifiée
8	0	320.75	39.77	3.06	0	Vérifiée

Tableau 4-11 Vérification à l'effet $P-\Delta$ selon y-y

Sens y-y						
Niveau	$\Delta k(m)$	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ	Observation
Entre sol 1	0.00609	51611.25	2390.46	3.06	0.0429	Vérifiée
Entre sol 2	0.0103	47584.42	2359.65	2.88	0.0721	Vérifiée
RDC	0.0104	42106	2253.62	3.06	0.0636	Vérifiée
1	0.0091	36083.46	2084.67	3.06	0.0517	Vérifiée
2	0.0099	30089.67	1874.55	3.06	0.0416	Vérifiée
3	0.0065	24179.94	1622.32	3.06	0.0319	Vérifiée
4	0.0099	18222.43	1328.56	3.06	0.0447	Vérifiée
5	0.0097	12451.62	993.00	3.06	0.0400	Vérifiée
6	0.0089	7361.21	645.70	3.06	0.0331	Vérifiée
7	0.0102	3036.70	287.02	3.06	0.0354	Vérifiée
8	0	320.75	41.11	3.06	0	Vérifiée

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet $P-\Delta$) peuvent être négligés.

4.6 Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

4.7 Conclusion

L'étude de la structure sous sollicitations dynamiques a été modélisée avec logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique, afin de dimensionner d'une manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a opté pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20$ cm.

Les poteaux de dimension 65*65 cm pour les deux entre sol, 60*65 cm au niveau de RDC et 1^{er} étage, 60*60 cm au 2^{ème} et 3^{ème} étage, 55*60 cm au 4^{ème} et 5^{ème} étages, 55*55 cm au 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translations, le 1^{er} selon x et le 2^{ème} selon y, et le 3^{ème} selon une rotation. Le taux de participation massique atteint les 90% dans le mode 6 selon x et dans le mode 7 selon y.

Chapitre 05

« Etude des éléments structuraux »

5 Etude des éléments structuraux

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. On désigne sous le nom des principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

5.1 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitation (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS V16**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99 version 2003** qui sont :

- $1.35G + 1.5Q$ (1)
- $G + Q$ (2)
- $G + Q \pm E$ (3)
- $0.8G \pm E$(4)

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

Poutres principales (30× 50)

Poutres secondaires (30×40)

5.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

5.1.1.1 5.2.1.1 Armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal 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.

5.1.1.2 Armatures transversales : (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_t)$ en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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.

5.1.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Tableau 5-1: Ferrillages des poutres principales et secondaires

Niv	poutre	Section (cm^2)	Local	M (KN.m)	comb	V (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
E.S (1+2) + RDC + E.C	P.P	30 × 50	Travée	124,356	ELU	179.602	8.2	7.5	3HA16+3HA14=10.65
			Appui	-183,98	ELA		10.67	7.5	6HA16=12.02
	P.S	30 × 40	Travée	57,176	ELU	175.59	4.7	6	6HA12=6.79
			Appui	-92.109	ELA		6.66	6	6HA12=6.79
TA	P.P	30 × 50	Travée	14,735	ELU	56,8894	0.925	7.5	3HA14+3HA12 =8.01
			Appui	-42,360	ELA		2.31	7.5	3HA12+3HA16=9.42
	P.S	30 × 40	Travée	6,084	ELU	13.044	0.84	6	6HA12=6.79
			appui	-17.451	ELA		1.20	6	6HA12=6.79

5.1.3 Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

- **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5MPa \right] = \min(3.33MPa ; 5MPa) = 3.33MPa.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5-2: Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u(KN)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\tau_{adm}(MPa)$	observation
principales	179.602	1.27	3.33	Vérifiée
secondaires	175.59	1.58	3.33	Vérifiée

5.1.4 Vérification des armatures selon RPA (art 7.5.2.1)

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{Appui de rive } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Appui intermédiaires } A_l > \frac{V_u}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots (2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-3: Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN. m})$	$A_l^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	10.65	179.602	-170.188	4.49	-1.011	Vérifiée
Secondaires	12.02	107.686	-92.109	2.69	-0.46	Vérifiée

5.1.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans les sections

❖ **Poutres principales :**

$$A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone de recouvrement.}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone de recouvrement.}$$

5.1.4.2 Pourcentage minimale des armatures longitudinales dans les sections

❖ **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

5.1.4.3 Les longueurs de recouvrement

En zone II_2 selon le **RPA 99 (Art7.5.2.1)**, la longueur recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \Phi$

Donc pour :

$$\Phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 16 = 64 \text{ cm on adopte } l_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm on adopte } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm on adopte } l_r = 50 \text{ cm.}$$

Les longueurs transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

❖ Poutres principales :

$$\Phi \leq \min(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{h}{10}) = \min(1.2, 1.42, 3)$$

❖ Poutres secondaires :

$$\Phi \leq \min(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

Donc on adopte pour $A_t = 4HA08 = 2.01cm^2$ soit un cadre de $\Phi 8$ + étrier de $\Phi 8$ dans la sections nécessitant un étrier.

• Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon le **BAEL**

$$S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}]$$

Avec :

$$1) S_{t1} \leq \min[0.9d, 40cm]$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.9f_e A_t (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u 0.3 f_{tj} \times k)}$$

❖ Poutres principales :

$$1) S_{t1} \leq \min[0.9 \times 47, 40cm] = 40cm$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 67cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.9f_e A_t (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u 0.3 f_{tj} \times k)} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01 \times 1 \times 10^{-4}}{1.15 \times 0.3 (1.27 \times 0.3 - 2.1)} = 33.5cm$$

Entre 1,2 et 3 en prend $S_t = 20cm$

❖ Poutres secondaires :

$$1) S_{t1} \leq \min[0.9 \times 37, 40cm] = 33.3cm$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 67cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.9f_e A_t (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u 0.3 f_{tj} \times k)} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01 \times 1 \times 10^{-4}}{1.15 \times 0.3 (1.27 \times 0.3 - 2.1)} = 33.5cm$$

Entre 1,2 et 3 en prend $S_t = 20cm$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.1.5 Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1)

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} ; \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-4: Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Local	$M_{ser}(\text{KN. m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	observation
P.P	Travée	90.38	243074.5	8.83	3.28	15	Vérifiée
	Appui	-123.32	209643.08	18.50	7.84	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

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

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-5: Vérification de la flèche pour les poutres

Poutres	local	$h_t(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$L(\text{m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P	Travée	50	30	7.46	10.65	$0.067 \geq 0.06$	$0.067 < 0.1247$	$0.0075 \leq 0.01$
P.S		40	30	4.9	12.01	$0.085 \geq 0.06$	$0.081 > 0.0368$	$0.0085 \leq 0.01$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche :

Tableau 5-6: Vérification de la flèche pour la poutre principale

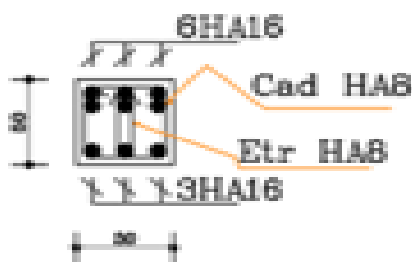
$y(cm)$	$I(cm^4)$	f_{ji}	f_{gi}	f_{pi}	f_{gv}	$\Delta_f(cm)$	$\bar{f}(cm)$
9.41	58352.89	0.512	0.673	0.723	1.031	0.629	1.246

$\Delta f = 0.629 cm < f_{adm} = 1.246 cm$condition vérifiée.

5.1.6 Schéma de ferrailage

• Poutres principales

Coupe en appuis



Coupe en travée

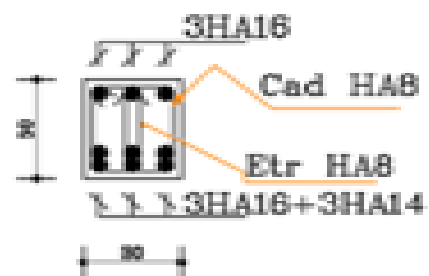
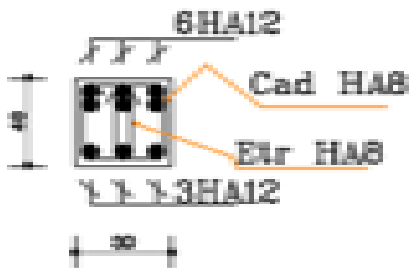


Figure 5-1: 5.1 Schéma de ferrailage des poutres principales

• Poutres secondaires

Coupe en appuis



Coupe en travée

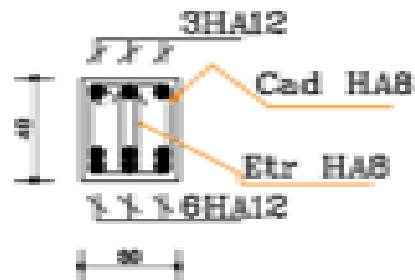


Figure 5-2: 5.1 Schéma de ferrailage des poutres secondaires

5.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poteaux ou fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivantes :

- Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).
- L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **(RPA99/2003)** qui sont :

- $1.35G + 1.5Q$ (1)
- $G + Q$ (2)
- $G + Q \pm E$ (3)
- $0.8G \pm E$(4)

5.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003

5.2.1.1 Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone (**IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones (Zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (5.1).

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{2} ; b_1 ; h_1 ; 60cm \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

$b_1 ; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

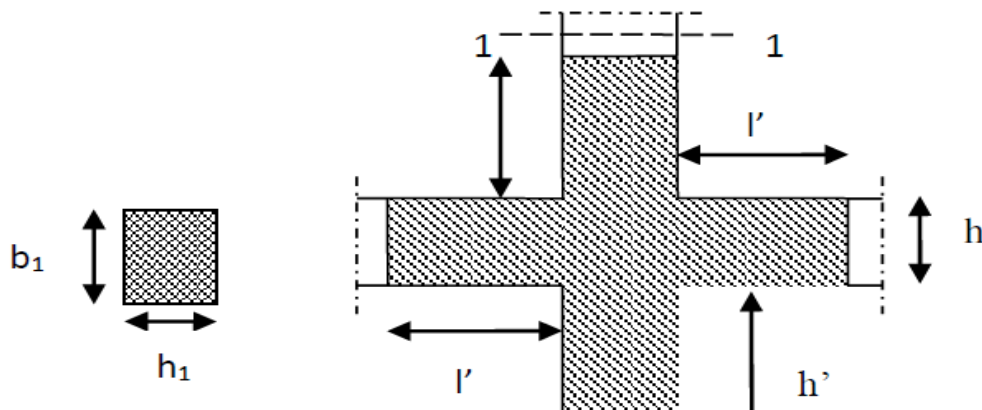


Figure 5-3: Zone nodale

5.2.1.2 Les armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\phi l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\phi l$. En zone **IIa**.

Où :

ϕl est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la

❖ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t b_1} \text{ en \% donné comme suit : } \begin{cases} A_{min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{min} = 0.8(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler les valeurs limites précédentes

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{a}\right)$

Avec :

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre

Suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.2.2 Les sollicitations et ferrailage des poteaux

5.2.2.1 Calcul de ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16.2, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5-7: Les sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$N_{max}(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
E sol 1 et 2	-3508,8932	34,8127	183,528	-1790,762	-938,2338	76,418	131,427
Com	ELU		ELA		ELA		ELA
RDC et Étage 1	-2801,448	88,348	145,789	-1268,26	-704,0043	138,97	180,288
Com	ELU		ELA		ELA		ELA
Étage 2+ 3	-2059,0365	79,0021	124,173	-1130,57	-592,56	102,220	152,91
Com	ELU		ELA		ELA		
Étage 4 + 5	-1390,016	82,45	91,0422	-1079,2411	-435,78	49,627	-103,7266
Com	ELU		ELA		ELA		
Étage 6 + 7+8	-782,409	74,437	90,919	-478,278	-219,906	48,408	-77,719
Com	ELU		ELA		ELA		ELA

5.2.2.2 Exemple de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableau précédant.

Données :

Soit : $N_{min} = 3508.8932KN$ (*compression*) ; $M_{corres} = 34.8127KN.m$

$b = 65\text{ cm}$; $h = 65\text{ cm}$; $d = 5\text{ cm}$ Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{34.8127}{3508.8932} = 0.00992m$ $\frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 0.325\text{ m}$ → Le centre de pression est de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est de la section du béton, donc la section est

Avec la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$

On a :

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 34.8127 \times 10^{-3} + 3508.8932 \times 10^{-3} \left(0.60 - \frac{0.65}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 999.75 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 3508.9832 \times 10^{-3}(0.6 - 0.05) - 999.75 \times 10^{-3} = 0.93 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.07 \text{ MN.m}$$

$$I = 10.93 \text{ MN.m} \leq II = 1.07 \text{ MN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{999.75 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 14.2} = 0.300 < \mu_l = 0.391 \rightarrow \text{pivot} \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.459$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.60(1 - 0.4 \times 0.459) = 0.530 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_t = \frac{M_{uA}}{d \times f_{st}} = \frac{999.75 \times 10^{-3}}{0.530 \times 348} = 5.42 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_t - \frac{N_u}{F_{st}} = 5.42 \times 10^{-3} - \left(\frac{3508.9832 \times 10^{-3}}{400} \right) = -3.55 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc : le béton seul suffit

Tableau 5-8: Le ferrailage des poteaux

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7+8
Sections(cm ²)	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55
A(cm ²)	0	0	0	0	0
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A _{min} (cm ²)	33.9	31.2	28.8	26.4	24.4
A _{adopt} (cm)	34.81	32.16	30.29	26.51	24.63
Barre	4HA20+8HA16+4HA14	16HA16	12HA16+4HA14	4HA16+12HA14	16HA14

5.2.2.3 Vérification du ferrailage transversal des poteaux

Le tableau ci-après résume les résultants de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

Tableau 5-9: Vérification du ferrailage transversal

Niveaux	E sol 1	E sol 2	RDC+ Étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7+8
Sections(cm^2)	65 × 65	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55
$\Phi_l^{min}(cm)$	1.2	1.2	1.4	1.2	1.6	2
$\Phi_l^{max}(cm)$	2.5	2.5	2	2	2.5	2
$l_f(cm)$	214.2	201.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.29	3.10	3.29	3.57	3.57	3.89
ρ_d	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V(KN)$	131.427	131.427	180.288	152.91	103.7266	77.719
$\tau_{bu}(MPA)$	0.326	0.326	0.484	0.447	0.330	0.249
$\overline{\tau}_U(MPA)$	1	1	1	1	1	1
$t_{z,nodale}(cm)$	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}(cm)$	15	15	15	15	15	15
$A_t(cm^2)$	2.87	2.87	3.88	4.19	2.84	2.90
$A_t^{min}(cm^2)$	7.09	7.55	6.54	4.92	4.52	4.80
$A_t^{adop}(cm^2)$	7.92	7.92	7.92	5.65	5.65	5.65
Barre	7HA12	7HA12	7HA12	5HA12	5HA12	5HA12

5.2.2.4 Vérifications nécessaires

✓ Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art4.4.1)**, Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_d \leq N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9d} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec : α : Coefficient fonction de l'élancement λ que prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{l_f}{3.5} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 60 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par : $\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$

Avec :

l_f : longueur de flambement.

A_s : la section d'acier comprimée dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \rightarrow$ Section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5-10: Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	E sol 1	E sol 2	RDC+ Étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7+8
Sections(cm^2)	65 × 65	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55
$b(cm)$	65	65	60	60	55	55
$d(cm)$	62	62	62	57	57	52
$l_0(cm)$	306	288	306	306	306	306
$l_f(cm)$	214.2	201.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ	11.4	10.73	12.35	12.35	13.47	13.47
α	0.790	0.797	0.790	0.790	0.790	0.790
$A_s (cm^2)$	34.26	34.06	32.9	29.68	27.68	25.13
$B_r (cm^2)$	3969	3969	3654	3364	3074	2809
$N_u(KN)$	10819.85	10914.71	10333.65	9450.65	8789.45	8090.71
$N_d(KN)$	3508.89	2059.0365	2810.448	2059.0365	1390.016	782.407
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les conditions sont vérifiées pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

✓ Vérification des contraintes

Dans notre cas le flambement est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité chaque niveau.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc1,2} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v \dots \dots \dots \text{fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v' \dots \dots \dots \text{fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A' + A)$ (Section homogène).

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } v' = h - v \text{ en (m)}.$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15(d - v)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 5-11: Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux

Niveaux	E sol 1	E sol 2	RDC+ Étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7+8
Sections (cm²)	65 × 65	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55
d(cm)	3563.75	3563.75	2856.91	2105.54	1423.19	801.29
d'(cm)	3563.75	3563.75	2856.91	2105.54	1423.19	801.29
A (cm²)	34.26	34.06	32.9	29.68	27.68	25.13
A' (cm²)	0	0	0	0	0	0
N_{ser}(KN)	2598.78	2598.78	2040,96	1500,459	1013,363	571,0778
M_{ser}(KN.m)	25.65	25.65	64,089	57,279	59,7853	53.977
N_d(KN)	3508.89	2059.036 5	2810.448	2059.036 5	1390.016	782.407
S(cm²)	4738.9	4738.9	4393.5	4045.2	3715.2	3401.95
v(cm)	32.2	32.2	32.19	29.70	29.69	27.20
v'(cm)	32.80	32.80	32.79	30.29	30.31	27.80
I_{yy'}(cm⁴)	1944296. 1	1944296. 1	1810750. 7	1554718. 1	1795146. 8	1550995. 8
M_G^{ser}(KN.m)	17.85	17.85	55.37	52.78	56.643	52.26
σ_{bc1}(MPA)	5.77	5.77	5.63	4.71	3.66	2.68
σ_{bc2}(MPA)	5.48	4.84	3.64	2.81	1.77	0.74
σ_{bc}(MPA)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

5.2.2.5 Vérifications des contraintes de cisaillements

D'après le **RPA99 version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \sigma_{bu adm} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-12: Vérifications des contraintes de cisaillements

Niveaux	E sol 1+2	E sol 1+2	RDC+ Étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7+8
Sections(cm^2)	65 × 65	60 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55
λ_g	3.29	3.10	3.29	3.57	3.57	3.89
ρ_d	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
$d(cm)$	0.62	0.62	0.62	0.57	0.57	0.52
$V (KN)$	131.427	131.427	180.288	152.91	103.7266	77.719
$\tau_{bu}(MPa)$	0.330	0.330	0.482	0.506	0.418	0.295
$\overline{\tau}_U(MPa)$	1	1	1	1	1	1
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de cisaillements.

5.2.3 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de : 1.25

Cette disposition tend à faire en sorte les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA 99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$M_N + M_S \geq 1.25(M_W + M_E)$$

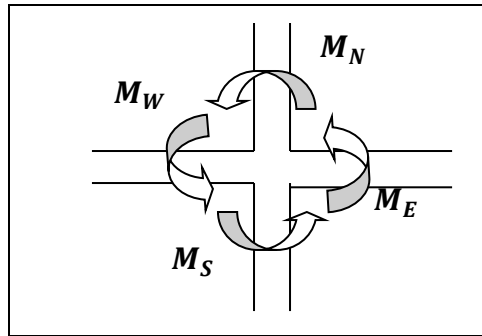


Figure 5-4: Les moments résistants dans la zone nodale

5.2.3.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'armatures dans la section.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

On a : $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorables).

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux Suivantes :

Tableau 5-13: Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Entre sol 1+ 2	65	58.5	34.81	348	708.66
RDC + Étage 1	65	58.5	32.16	348	625.52
Étage 2 + 3	60	54	30.29	348	569.20
Étage 4 + 5	60	54	26.51	348	498.17
Étage 6 + 7	55	49.5	24.63	348	415.7

Tableau 5-14: Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type de poutres	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Entresol 1+2, RDC et étage courante	P.P	50	45	10.65	348	166.77
	P.S	40	36	6.03	348	75.47
Terrace	P.P	50	45	9.42	348	145.52
	P.S	40	36	6.03	400	75.47

5.2.3.2 Déterminations des moments résistant dans les poutres

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-15: Vérifications des zones nodales poutres principales

Niveau	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_W+M_E) (KN.m)	Observation
E-sol 1	708.66	708.66	1417.32	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
E-sol 2	708.66	708.66	1417.32	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
RDC	625.52	708.66	1334.18	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage1	625.52	625.52	1251.04	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage2	569.2	625.52	1194.72	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage3	569.2	625.52	1194.72	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage4	498.17	569.2	1067.37	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage5	498.17	569.2	1067.37	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage6	415.7	569.2	984.90	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage7	415.7	498.17	913.87	166.77	166.77	416.958	Vérifiée
Etage8(TA)	415.7	498.17	913.87	145.52	145.52	416.958	Vérifiée

Tableau 5-16: Vérifications des zones nodales poutres secondaires

Niveau	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_W+M_E) (KN.m)	Observation
E-sol 1	708.66	708.66	1417.32	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
E-sol 2	708.66	708.66	1417.32	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
RDC	625.52	708.66	1334.18	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage1	625.52	625.52	1251.04	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage2	569.2	625.52	1194.72	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage3	569.2	625.52	1194.72	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage4	498.17	569.2	1067.37	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage5	498.17	569.2	1067.37	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage6	415.7	569.2	984.90	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage7	415.7	498.17	913.87	75.47	75.47	188.675	Vérifiée
Etage8(TA)	415.7	498.17	913.87	75.47	75.47	188.675	Vérifiée

5.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux

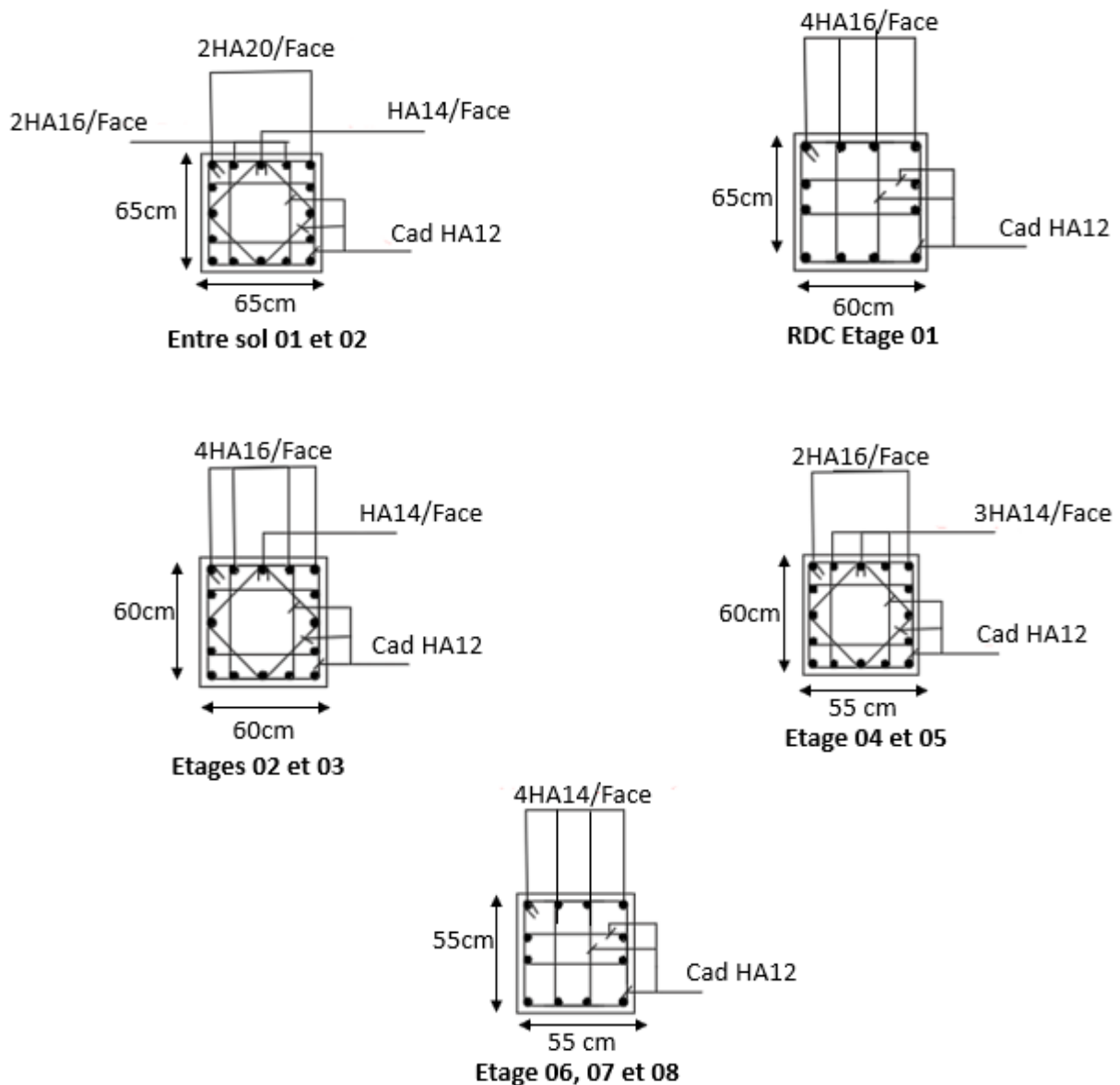


Figure 5-5: Schéma de ferrailage des poteaux

5.3 Étude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions rendue par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone II_a (moyenne sismicité).

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr})
- L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont : **(RPA99/2003)**.

- $1.35G + 1.5Q$ (1)
- $G + Q \pm E$ (2)
- $0.8G \pm E$(3)

5.3.1 Les recommandations du RPA 99/2003

5.3.1.1 Armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

La section d'armature à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
Zone tendue, tel que : $A_{min} = (0.20 \times L_t \times e)$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

5.3.1.2 Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être déposée en deux nappes vers l'extérieur des armatures.

5.3.1.3 Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

5.3.1.4 Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers découpeure dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ avec $V=1.4V_U$

5.3.1.5 Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{min} = 0.1\%$ De la section du voile, dans la zone courante.
 - $\Phi_l \leq \frac{l}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about)
- ✓ L'espacement : $St = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40Φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible
 - 20Φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

5.3.2 Calcul des sollicitations revenant au voile

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles

Sens x-x :

Tableau 5-17: Les sollicitations revenant aux voiles V_{X2}

Niveaux	V_{X2}						
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$v_{max}(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
Esol 1+2	1772,4575	650,2058	650,2058	1772,4575	264,6112	619,0095	265,2552
RDC+ étage1	1349,7863	79,4374	201,7145	1038,1927	531,8234	54,6105	116,4727
étage 2+3	1055,7388	70,5664	135,4317	860,9263	338,7295	24,3535	95,3955
étage 4+5	736,3873	72,1498	96,6923	639,8076	184,2465	7,2101	70,4331
étage 6+7	398,5647	72,412	107,3241	227,7487	97,1398	17,7499	100,3583

Tableau 5-18: Les sollicitations revenant aux voiles V_{X3}

Niveaux	V_{X3}						
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$v_{max}(KN)$
Esol1+2	2442,2412	1969,967	2013,246	534,4062	86,2697	2004,703	641,1327
Rdc+1	1809,9115	57,032	644,7986	1242,2058	836,9426	627,8683	368,1959
étage 2+3	1401,8605	44,6516	276,1418	910,5522	509,1469	312,9611	261,0765
étage 4+5	904,9844	167,1589	170,8658	694,4527	265,3156	165,0274	143,6673
étage 6+7	516,7919	141,3838	143,3538	409,4463	83,2519	129,725	95,3107

Sens-y-y' :

Tableau 5-19: Les sollicitations revenant aux voiles V_{Y1}

Niveaux	V_{Y1}						
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$v_{max}(KN)$
E sol 1+2	2045,9263	1593,22	1606,4887	1763,9635	216,7631	1681,0623	403,3084
RDC+étage1	1080,8257	90,9883	701,0419	1120,3587	254,5048	589,3606	279,5861
étage 2+3	752,4026	89,6694	353,339	688,7252	268,366	241,2781	208,7961
étage 4+5	453,5694	228,7155	228,7155	453,5694	52,0971	101,3786	164,6448

Tableau 5-20: Les sollicitations revenant aux voiles V_{Y2}

Niveaux	V_{Y2}						
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$v_{max}(KN)$
E sol 1+2	1503,5446	726,7988	729,8214	1191,0838	157,2166	746,245	297,2599
RDC+étage 1	1158,94570	24,8855	195,8973	657,5774	486,4372	205,7371	205,7371
étage 2+3	901,3647	39,1144	141,6046	563,868	329,861	166,1213	118,3334
étage 4+5	606,4797	55,6667	133,8353	324,4301	185,6984	113,973	106,0064
étage 6+7	333,8536	62,9631	84,5006	121,4804	50,3801	77,2557	67,8975

Tableau 5-21: Les sollicitations revenant aux voiles V_{Y3}

Niveaux	V_{Y3}						
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$v_{max}(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
E sol 1+2	1625,3102	1222,0675	1325,1981	554,3033	233,2013	1311,1469	348,0906
RDC+ étage1	1267,8369u	24,9521	454,7643	690,8395	611,0595	492,5115	172,142
étage 2+3	990,4307	49,19	201,5828	672,3676	351,3858	261,8773	137,0958
étage 4+5	684,1804	46,8757	149,0394	178,356	178,356	149,0394	106,3291
étage 6+7	468,4259	139,1391	153,0394	389,0376	168,2174	65,4039	98,6986

5.3.3 Calcul du ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile le plus sollicité V_{X2} , sous les sollicitations N_{max} et M_{corr} , à la flexion composée pour une section de $(e \times l)$.

La section trouvée sera comparée avec le A_{min} du **RPA 99** et le ferrailage choisi est le plus défavorable entre deux sections.

cas1: $N_{max} = 1772.4575KN(\text{compression})$; $M_{corr} = 650.2058KN.m$

$L=1.5m$; $e=20cm$; $d=1.45m$; $d'=0.05m$.

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{650.2058}{1772.4575} = 0.036m < \frac{l}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75m \rightarrow N$ effort de compressions et c le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera assimilation à la flexion simple.

Avec la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$

On a :

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 650.2058 + 1772.4575 \times 10^{-3} \left(1.45 - \frac{1.5}{2} \right) = 1.43MN.m.$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 1772.4575 \times 10^{-3}(1.45 - 0.05) - 1.43 = 1.05MN.m$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.45 \times 18.48 = 2.57MN.m$$

$$I = 1.05MN.m/ml \leq II = 2.57MN.m/ml \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.43}{0.2 \times 1.45^2 \times 18.48} = 0.064 < \mu_l = 0.391 \rightarrow \text{pivot} \rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}.$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.066$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.45(1 - 0.4 \times 0.066) = 1.41 \text{m}$$

$$\rightarrow A_t = \frac{M_{uA}}{d \times f_{st}} = \frac{1.43}{1.41 \times 400} = 2.39 \times 10^{-3} \text{m}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_t - \frac{N_U}{F_{st}} = 2.39 \times 10^{-3} - \left(\frac{1772.4575 \times 10^{-3}}{400} \right) = -2.05 \text{cm}^2$$

$A_1 < 0 \rightarrow$ Le béton seul suffit

- **Calcul des longueurs tendues et comprimées :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\sigma = \frac{1772.4575 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} \pm \frac{650.2058}{0.056} \times 10^{-3} \times 0.75 \rightarrow \sigma_1 = 14.56 \text{MPa}; \sigma_2 = -2.75 \text{MPa}$$

Pour éviter tous risques de chargement de singe et contraintes sur les différentes combinaisons la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailé symétriquement.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{1.5 \times 2.75}{14.56 + 2.75} = 0.23 \text{m} \\ l_c = 1.5 - 2 \times 0.23 = 1.02 \text{m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée :**

$$\text{On a : } A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 23) = 0.95 \text{cm}^2.$$

$$A_{min}^{Z.C} = 0.1\%(e \times l_c) = 0.1\%(20 \times 102) = 2.04 \text{cm}^2.$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 150) = 4.5 \text{cm}^2.$$

- **Espacement des barres verticale**

$$S_t = \min(1.5 \times e. 30cm) \rightarrow S_t = 20cm$$

- **Rôle des armatures verticales :**

- Reprendre l'effort tranche ;
- Empêchera le flemment.

La section des armatures horizontales est calculée par la formule suivantes :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1772.4575 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.45} = 0.91 \text{MPa.}$$

- **Espacement des armatures horizontales**

$$S_t = \min(1.5 \times e. 30cm) \rightarrow S_t = 30cm$$

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

$$\text{Donc : } A_h = \frac{0.91 \times 0.2 \times 0.3}{0.8 \times 400} = 1.3 \times 10^{-4} m^2.$$

- **Armatures minimales horizontales**

$$A_{min} = 0.15\%(e \times S_t) = 0.15\%(20 \times 20) = 0.6m^2.$$

Sens x-x

Tableau 5-22: Ferrailage du voiles V_X2

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage1	Éte2+3	Étage4+5	Étag6+7
$l(m)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$e(cm)$	20	20	20	20	20
$N(KN)$	1772,4575	1038,1927	860,9263	639.807	227,7487
$M(KN.m)$	650,2058	201,7145	135,4317	96.6923	107,3241
$d(cm)$	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
$V(KN)$	265,2552	116,4727	95,3955	70,4331	100,3583
$\tau_{bu}(MPa)$	0.91	0.40	0.33	0.24	0.34
$\overline{\tau}_u(MPa)$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adopté}(cm^2)$	14.14	14.14	14.14	13.16	13.16
barres	18HA10	18HA10	18HA10	10HA10+ 8HA8	10HA10+ 8HA8
$I(m^4)$	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056

$v(m)$	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
$\sigma_1(MPA)$	14.56	6.15	4.67	3.42	2.18
$\sigma_2(MPA)$	-2.75	0.77	1.06	0.84	-0.671
$l_t(m)$	0.23	0	0	0	0.35
$l_c(m)$	1.02	1.5	1.5	1.5	0.79
$S_t(m)$	20	20	20	20	20
$A_{zt}^{min}(cm^2)$	0.95	0	0	0	1.409
$A_{zc}^{min}(cm^2)$	2.04	3	3	3	1.58
$S_t(m)$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.30	0.5	0.41	0.3	0.42
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau 5-23: Ferrailage du voiles V_{X3}

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage1	Éte2+3	Étage4+5	Étag6+7
$l(m)$	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
$e(cm)$	20	20	20	20	20
$N(KN)$	534.4062	1242.2058	910.552	694.4527	409.4463
$M(KN.m)$	2013.24	644.7986	276.1418	170.8558	143.538
$d(cm)$	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
$V(KN)$	641.1327	368.1959	261.0765	143.6673	95.3107
$\tau_{bu}(MPA)$	1.83	1.05	0.75	0.41	0.272
$\overline{\tau_U}(MPA)$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$A^{cal}(cm^2)$	15.62	0	0	0.61	0
$A^{min}(cm^2)$	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_V^{adopté}(cm^2)$	31.13	31.13	23.56	23.56	19.72
Barres	22HA12+ 8HA10	22HA12+ 8HA10	30HA10	30HA10	22HA10+ 8HA08
$I(m^4)$	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
$v(m)$	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
$\sigma_1(MPA)$	10.73	5.58	3.146	2.2	1.5
$\sigma_2(MPA)$	-8.56	-0.61	0.49	0.129	0.56

$l_t(m)$	1.11	0.24	0	0	0
$l_c(m)$	0.276	1.98	2.5	2.5	2.5
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{zt}^{min}(cm^2)$	4.44	0.98	0	0	0
$A_{zc}^{min}(cm^2)$	0.554	4.01	5	5	5
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.28	1.31	0.94	0.51	0.34
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Sens-y-y :

Tableau 5-24: Ferrailage du voiles V_{y1}

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage1	Éte2+3	Étage4+5
$l(m)$	2.8	2.8	2.8	2.8
$e(cm)$	20	20	20	20
$N(KN)$	2161.7631	1120.35	688.7252	453.5694
$M(KN.m)$	1681.06	701.0419	353.339	228.7155
$d(cm)$	2.75	2.75	2.75	2.75
$V(KN)$	403.3084	279.5861	208.7961	146.6448
$\tau_{bu}(MPA)$	1.024	0.710	0.53	0.372
$\overline{\tau}_U(MPA)$	3.33	3.33	3.33	3.33
$A^{cal}(cm^2)$	13.27	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	8.4	8.4	8.4	8.4
$A_V^{adopté}(cm^2)$	35.69	35.69	26.7	26.7
barres	26HA12+ 8HA10	26HA12+ 8HA10	34HA10	34HA10
$I(m^4)$	0.366	0.366	0.366	0.366
$v(m)$	1.4	1.4	1.4	1.4
$\sigma_1(MPA)$	10.29	4.68	1.475	1.68
$\sigma_2(MPA)$	-2.57	-0.681	-1.22	-0.06
$l_t(m)$	0.55	0.355	1.27	0.104

$l_c(m)$	1.68	2.088	0.25	2.59
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{zt}^{min}(cm^2)$	2.24	143	5.09	0.41
$A_{zc}^{min}(cm^2)$	3.36	4.17	0.507	5.10
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.28	0.89	0.66	0.64
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 5-25: Ferrailage du voiles V_{y2}

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage1	Éte2+3	Étage4+5	Étag6+7
$l(m)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$e(cm)$	20	20	20	20	20
$N(KN)$	1503.5496	1158.94	329.861	185.6984	77.2557
$M(KN.m)$	726.79880	24.8597	166.1216	113.973	50.2801
$d(cm)$	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
$V(KN)$	297.2599	205.7371	118.3334	106.0064	67.8975
$\tau_{bu}(MPa)$	1.432	0.991	0.57	0.51	0.327
$\overline{\tau}_U(MPa)$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	2.50	4.68	1.01
$A^{min}(cm^2)$	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_V^{adopté}(cm^2)$	14.14	14.14	14.14	13.16	13.16
Barres	18HA10	18HA10	18HA10	10HA10+ 8HA8	10HA10+ 8HA8
$I(m^4)$	0.065	0.056	0.0.65	0.056	0.056
$v(m)$	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
$\sigma_1(MPa)$	14.71	4.19	3.31	2.13	0.92
$\sigma_2(MPa)$	-4.69	3.53	-1.11	-0.89	-0.41
$l_t(m)$	0.36	0	0.377	0.44	0.46
$l_c(m)$	0.77	1.5	0.7446	0.61	0.57
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{zt}^{min}(cm^2)$	1.45	0	1.51	1.77	1.85
$A_{zc}^{min}(cm^2)$	1.54	3	1.48	1.22	1.15
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.79	1.24	0.71	0.64	0.41
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 5-26: Ferrailage du voiles V_{y3}

Niveaux	E sol 1+2	RDC+ Étage1	Éte2+3	Étage4+5	Étag6+7
$l(m)$	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
$e(cm)$	20	20	20	20	20
$N(KN)$	554.303	611.0595	351.3858	178.356	168.2
$M(KN.m)$	1325.198	492.5115	201.8773	149.0394	65.4
$d(cm)$	2.45	2.45	2.45	2.45	2..45
$V(KN)$	384.0906	172.142	137.0958	106.3231	98.6986
$\tau_{bu}(MPA)$	1.097	0.491	0.381	0.303	0.282
$\overline{\tau}_U(MPA)$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$A^{cal}(cm^2)$	7.6	1.14	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_v^{adopté}(cm^2)$	31.13	31.13	23.56	23.56	19.72
Barres	22HA12+ 8HA10	22HA12+ 8HA10	30HA10	30HA10	22HA10+ 8HA08
$I(m^4)$	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
$v(m)$	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
$\sigma_1(MPA)$	7.47	3.58	1.67	1.06	0.65
$\sigma_2(MPA)$	-5.25	-1.14	-0.26	-0.357	0.02
$l_t(m)$	1.03	0.6	0.343	0.62	0
$l_c(m)$	0.43	1.29	1.81	1.24	2
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{zt}^{min}(cm^2)$	4.12	2.41	1.371	2.5	0
$A_{zc}^{min}(cm^2)$	0.87	2.58	3.62	2.49	5
$S_t(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.37	0.61	0.47	0.38	0.31
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

5.3.4 Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile

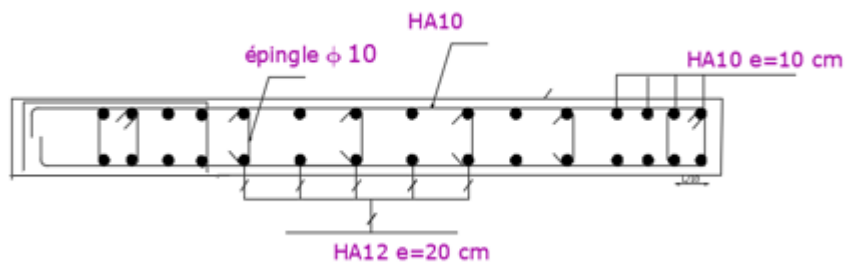


Figure 5-6: Ferrailage du voile Vx3 RDC

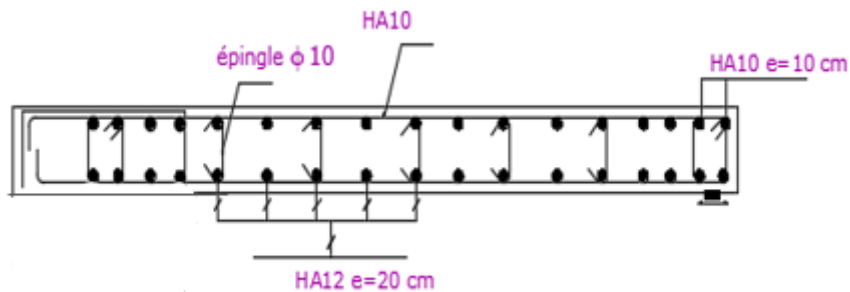


Figure 5-7: Ferrailage du voile Vy1 RDC

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum de **RPA**, cela est dû à l'interaction qui existe entre voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre 06

« Etude de l'infrastructure »

6 Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour l'objectif d'assurer la transmission des charges et les surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit ; directement au sol « Fondations superficielle » : semelles (isolées, filantes) ou des radiers, soit indirectement « Fondations profondes » pieux par exemple. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

6.1 Choix de type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol
- Les Charges transmises au sol
- La profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées
2. Les semelles filantes
3. Le radier général

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

6.2 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 * G \pm E$
- $1.35 * G + 1.5 * Q$
- $G + Q$

6.3 Etudes des fondations

6.3.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Tels que :

- N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS 2016.
- S : La surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol.

Avec $N=2558.72$ KN et $\bar{\sigma}_{sol}=2.00$ bars

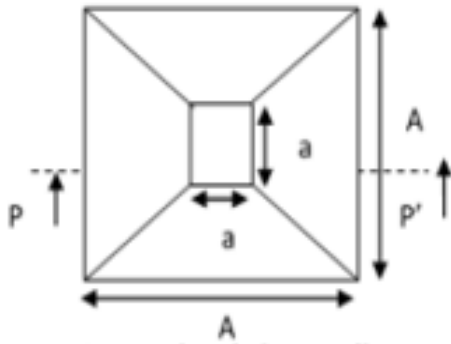


Figure 6-1: Vue en plan de la semelle

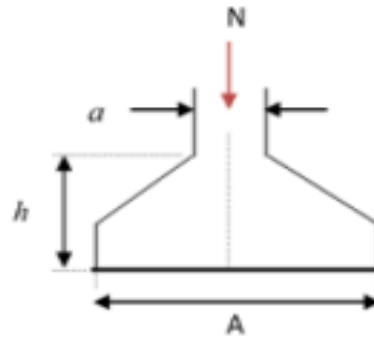


Figure 6-2: Coupe P-P

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$)

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2558.72}{200}} = 3.57 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas, Pour cela on passe à étudier les semelles filantes.

6.3.2 Vérification des semelles filantes :

- **Sens x-x :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 8 poteaux plus un voile.

Avec :

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i »

$N_1=1685.17 \text{ KN}$; $N_2=2558.71 \text{ KN}$; $N_3=1916.04 \text{ KN}$; $N_4=1374.95 \text{ KN}$; $N_5=736.5 \text{ KN}$;
 $N_6=2022.99 \text{ KN}$; $N_7=1371.11 \text{ KN}$; $N_8=1535.91 \text{ KN}$; $N_9=907.8 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 14109.18 \text{ KN}$$

On a : $L_x = 32.01 \text{ m}$; $N = 14109.18 \text{ KN}$;

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante : $S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$$\Rightarrow B * L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{14109.18}{200 * 32.01} \Rightarrow B \geq 2.2 \text{ m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 2.2 m, donc le choix des semelles filantes ne Convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 1.47m.



Figure 6-3: Semelle filante sens x-x

• **Sens y-y :**

$$N_1 = 1663.43 \text{ KN} ; N_2 = 2558.72 \text{ KN} ; N_3 = 1610.87 \text{ KN} ; N_4 = 593.9 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 6426.92 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } L_y = 14.67 \text{ m} ; N = 6426.92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{6426.92}{200 * 14.67} \Rightarrow B \geq 2.19 \text{ m}$$

On a la largeur de la semelle égale à 2.19 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 1.97 m.

Donc on doit passer à un radier.

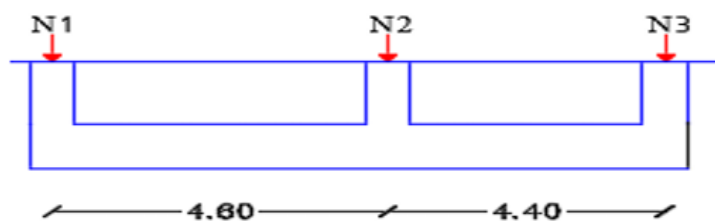


Figure 6-4: Semelle filante sens y-y

6.3.3 Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trames)

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

6.3.3.1 Pré dimensionnement :

✓ **Condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} , \quad h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_r :Hauteur de la dalle.

h_t :Hauteur des nervures.

L_{\max} :La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs
($L_{\max} = 5.99 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{5.99}{20} = 29 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{5.99}{10} = 59 \text{ m} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

✓ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \quad , \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7$ KN/m²

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

Soit :
$$I = \frac{b * h_t^3}{12}$$

Avec :
$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 k}{\pi^4 E}} \Rightarrow h_t \geq 91 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

A partir des deux conditions (1) et (2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure : $ht = 95 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de radier : $hr = 30 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.2 * 10^7 * (0.95)^3}{3 * 4 * 10^4}} = 3.88 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.99 \leq \frac{\pi}{2} * 3.88 = 6.11 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• **Calcul du poids :**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure

$$N_{ser} = 57479.31 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{57479.31}{200} \Rightarrow S_{radier} \geq 287.4 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 500.43 \text{ m}^2$

Donc on prend : $S_{radier} = 500.43 \Rightarrow$ un radier sans débord

6.3.3.2 Les Vérifications nécessaires

✓ Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 * U_C * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_d : L'effort normal sur le poteau.

U_C : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier $U_C = 2*(A+B)$

$A = a + ht = 0.65 + 0.95 = 1.6 \text{ m}$

$B = b + ht = 0.65 + 0.95 = 1.6 \text{ m}$

On a : $A=B= 1.6 \text{ m}$

On trouve : $U_C = 5.12 \text{ m}^2$

$N_d = 2558.72 \text{ KN} \leq 0.045 * 5.12 * 0.95 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 3648 \text{ KN}$ (la condition est vérifiée)

Donc il ne y a pas de risque au poinçonnement.

✓ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

On a les caractéristiques suivantes :

$X_G = 14.613 \text{ m} ; I_{xx} = 131072.00 \text{ m}^4$

$Y_G = 12.501 \text{ m} ; I_{yy} = 16777216 \text{ m}^4$

$S = 500.43 \text{ m}^2$

Dans le sens x-x : $N = 57479.32 \text{ KN}$ $M_x = 37416.72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{57479.32 * 10^{-3}}{500.43} + \frac{37416.72 * 10^{-3}}{131072} * 14.613 = 0.119 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{57479.32 * 10^{-3}}{500.43} - \frac{37416.72 * 10^{-3}}{131072} * 14.613 = 0.110 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*0.119 + 0.110}{4} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.116 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Dans le sens y-y : $N = 57479.32 \text{ KN}$ $M_y = 82355.093 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{57479.32 * 10^{-3}}{500.43} + \frac{82355.093 * 10^{-3}}{16777216} * 12.501 = 0.1149$$

$$\sigma_{min} = \frac{57479.32 * 10^{-3}}{500.43} - \frac{82355.093 * 10^{-3}}{16777216} * 12.501 = 0.1147$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 0.1149 + 0.1147}{4} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1148 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Alors la contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d * L_{max}}{2 S_{rad}} = \frac{57479.31 * 5.99}{2 * 500.43} = 344 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } d \geq \frac{V_d}{b * \bar{\tau}_u} = \frac{344 * 10^{-3}}{1 * 2.5} = 0.1376 \text{ m}$$

On prend d = 15 cm

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Dans le sens x-x :

$$e = \frac{37416.72}{57479.32} = 0.65 \text{ m} \leq \frac{31.01}{4} = 7.75 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Dans le sens y-y :

$$e = \frac{82355.093}{57479.32} = 1.43 \text{ m} \leq \frac{19.76}{4} = 4.94 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc il ne y a pas de risque au renversement dans les deux sens.

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 57479.32 \text{ KN}$$

$H = 1.5$ m (la hauteur de la partie encr  e du bâtiment)

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité)

$S_{rad} = 500.43$ m² (surface du radier)

$\gamma_w = 10$ KN/m³ (poids volumique de l'eau)

On trouve $N = 57479.32$ KN $\geq 1.5 * 1.5 * 500.43 * 10 = 11259.675$ KN

La condition est vérifiée \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arriv  e de l'eau.

6.3.3.3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renvers  e et sollicit  e à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poid propre de radier

$$G_0 = \rho * h_r = 25 * 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 4.25 \text{ m}$$

$$l_y = 6.8 \text{ m}$$

• Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{78681.94}{500.43} + 1.35 * 7.5 = 167.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = q_s = \frac{57479.31}{500.43} + 7.5 = 122.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.25}{6.8} = 0.625 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases}$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * q * l_x^2 = 0.0779 * 167.35 * 4.25^2 = 235.47 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.3338 * 235.47 = 78.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{ox} = 0.75 * 235.47 = 176.60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_{oy} = 0.75 * 78.6 = 58.95 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -0.5 * 235.47 = -117.73 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -0.5 * 78.6 = -39.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b * h) = (1 * 0.3)$ m²

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-1: Ferrailage de radier

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	176.6	22.88	2.85	8HA20=25.13	15
	y-y	58.95	7.02	2.4	4HA16=8.04	25
Appui	x-x	-117.73	14.58	2.85	5HA20=15.71	20
	y-y	-39.30	4.62	2.4	4HA14=6.16	25

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

• **Condition de non-fragilité :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.63 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Acier HAFe400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

• **En travée :**

$$\text{Sens x-x : } A_{min} = \rho_0 * \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * h_r = 0.0008 * \left(\frac{3-0.63}{2}\right) * 1 * 0.3 = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.25 * \frac{2.1}{400} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^x = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Vérification a l'ELS :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$\text{On a : } \rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 183.72 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 91.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 137.79 \\ M_t^y = 68.95 \\ M_{ax} = 91.86 \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa (Contrainte admissible du béton)}$$

$$\bar{\sigma}_s \text{ (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$F. N \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.64 \text{ MPa, avec } \eta = 1.6 \text{ acier HA}$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15A d = 0; \text{ on aura « } y \text{ »}$$

Tableau 6-2: Vérifications des contraintes du radier

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	x-x	137.79	10.46	117840	12.24	Vérifiée	254.90	Non vérifiée
	y-y	68.95	6.65	50410	9.09	Vérifiée	376.43	Non vérifiée
Appui		91.86	8.75	84560	9.50	Vérifiée	264.78	Non vérifiée

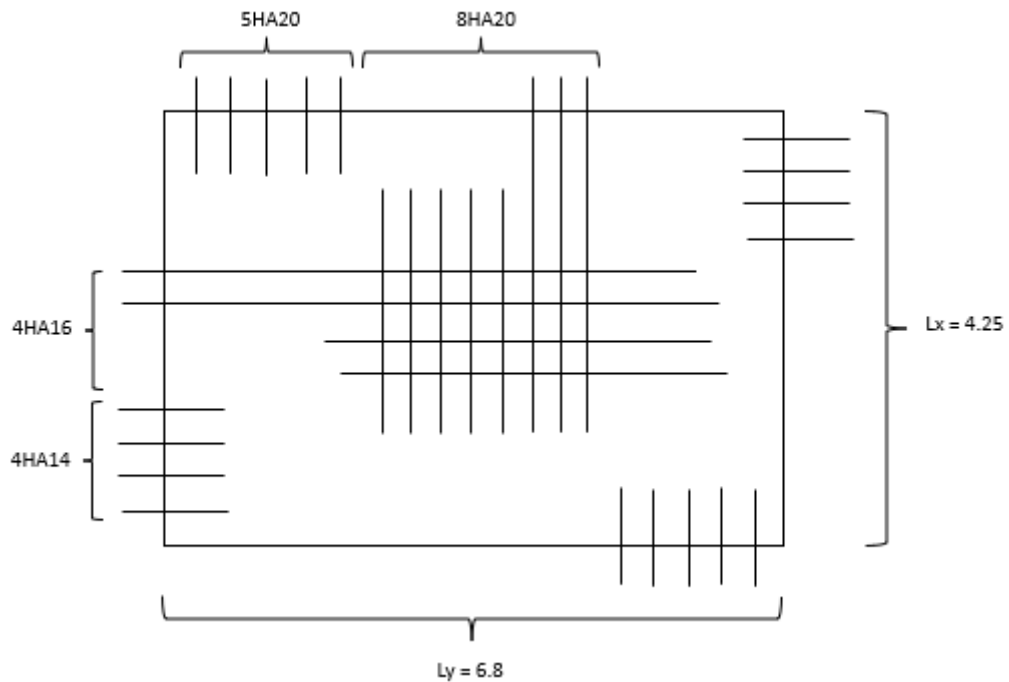
On remarque que la condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section d'acier A_s :

- **En travée :**
Sens x-x : 7HA25=34.36
Sens y-y : 5HA20=15.71
- **En appui :**
7HA20=21.99

Tableau 6-3: Re-vérification des contraintes du radier

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	x-x	137.79	11.7	144560	11.15	Vérifiée	190.07	Vérifiée
	y-y	68.95	8.75	84560	7.13	Vérifiée	198.75	Vérifiée
Appui		91.86	9.96	107550	8.51	vérifiée	192.68	Vérifiée

Vérification des espacements : $S_t \leq \min[2.5 h_r; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage de radier :*Figure 6-5: Schéma du ferrailage du radier***6.4 Etude des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$ $P_v = \frac{ql_x}{2}$

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y} ; \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$Q_u = 167.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_s = 122.4 \text{ KN/m}^2$$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

Sens x-x :

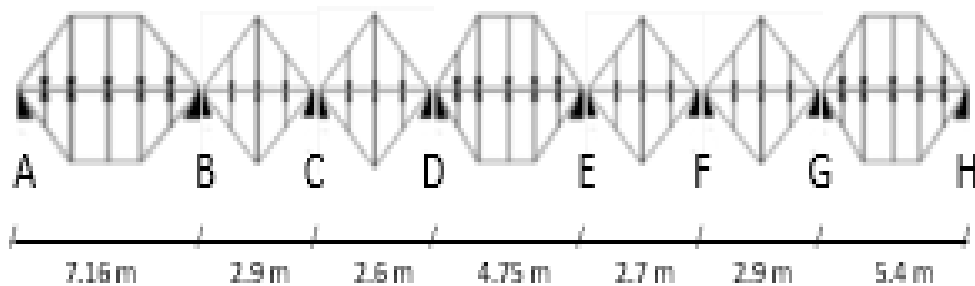


Figure 6-6: Schéma des nervures dans le sens x-x

Sens y-y :

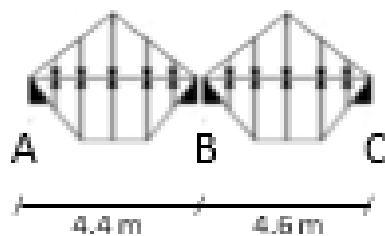


Figure 6-7: Schéma des nervures dans le sens y-y

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de caquot :

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g * l'_g{}^3 + P_d * l'_d{}^3}{8.5 * (l'_g + l'_d)}$$

Avec : les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{si : c'est une travée de rive} \\ 0.8 * l & \text{si : c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q * x}{2} (1 - x)$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement.

$$\text{Avec : } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q}$$

• **ELU :**

Sens x-x :

Tableau 6-4: Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	$P_u \left(\frac{KN}{m} \right)$	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	7.16	7.16	327.42	-314.73	-1451.63	3.09	1253.49
BC	2.9	2.32	161.78	-1451.63	-180.87	4.16	52.74
CD	2.6	2.08	256.60	-180.87	-523.52	0.78	101.53
DE	4.75	3.8	263.10	-523.52	-492.09	2.40	234.32
EF	2.7	2.16	150.62	-492.09	-145.22	2.20	126.61
FG	2.9	2.32	161.78	-145.22	-703.07	0.78	55.54
GH	5.4	5.4	289.93	-703.07	-158.52	3.04	643.54

Sens y-y :

Tableau 6-5: Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	$P_u \left(\frac{KN}{m} \right)$	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.4	3.52	226.44	-82.20	-540.11	1.74	260.74
BC	4.6	3.68	226.32	-540.11	-89.79	2.73	304.84

• **ELS :**

Sens x-x :

Tableau 6-6: : Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	$P_u \left(\frac{KN}{m} \right)$	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	7.16	7.16	189.28	-181.94	-846.25	3.09	721.59
BC	2.9	2.32	118.32	-846.25	-101.61	3.62	70.93
CD	2.6	2.08	106.08	-101.61	-359.94	0.36	94.61
DE	4.75	3.8	192.43	-359.94	-359.91	2.37	182.79
EF	2.7	2.16	110.16	-359.91	-106.18	2.20	92.58
FG	2.9	2.32	118.32	-106.18	-514.19	0.26	102.15
GH	5.4	5.4	212.05	-514.19	-115.94	3.05	470.68

Sens y-y :

Tableau 6-7: : Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	$P_u \left(\frac{KN}{m} \right)$	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.4	3.52	165.61	-60.12	-325.44	1.84	218.97
BC	4.6	3.68	110.84	-325.44	-43.98	2.85	125.37

- Les sollicitations maximales sont :

ELU :

Sens x-x : $M_{trav}^{max} = 1253.49 \text{ KN.m}$

$$M_{appui}^{max} = -1451.63 \text{ KN.m}$$

Sens y-y : $M_{trav}^{max} = 304.84 \text{ KN.m}$

$$M_{appui}^{max} = -540.11 \text{ KN.m}$$

ELS :

Sens x-x : $M_{trav}^{max} = 721.59 \text{ KN.m}$

$$M_{appui}^{max} = -846.25 \text{ KN.m}$$

Sens y-y : $M_{trav}^{max} = 218.97 \text{ KN.m}$

$$M_{appui}^{max} = -325.44 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

Sens xx :

$$h_t = 0.95 \text{ m} \quad h_r = 0.3 \text{ m} \quad b_0 = 0.65 \text{ m} \quad d = 0.9 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{7.16}{10}; \frac{4.6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.716; 2.3) \quad \text{Soit : } b_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 * 2 + b_0 = 0.70 * 2 + 0.65 = 2.05 \text{ m}$$

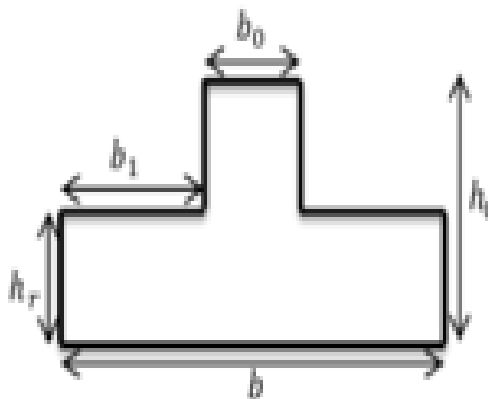


Figure 6-8: Section de la nervure a ferrillé

Sens y-y :

$$h_t = 0.95m \quad h_r = 0.3m \quad b_0 = 0.65m \quad d = 0.9m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{7.16}{10}; \frac{4.6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.72; 2.3) \quad \text{Soit : } b_1 = 0.7$$

$$\text{Donc : } b = b_1 * 2 + b_0 = 0.7 * 2 + 0.65 = 2.05$$

Les résultats du ferrailage à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8 : Ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M_u	A_{cal}	A_{min}	A_{adopt}
X-X	Travée	1253.49	83.33	7.06	8HA32+4HA25=83.98
	Appui	-1451.63	89.01	7.06	10HA32+2HA25=89.91
Y-Y	Travée	304.84	62.83	7.06	10HA25+2HA32=65.17
	Appui	-540.11	68.04	7.06	8HA25+4HA32=71.44

✓ **Les vérifications :**

• **Effort tranchant :**

$$V_1 = \frac{q * l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 3.23 \text{ MPa}, \quad V_2 = -\frac{q * l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = 4.23 \text{ MN}, \quad \tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = 1.85 \text{ MPa}$$

• **Fissuration nuisible :**

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \tau_u \leq \tau_u \text{ est vérifiée}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_l = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(27.14; 20.5; 25) = 20.5 \text{ mm}$$

Soit : 7HA8 = 3.52 cm²

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq \min(23.75; 12; 25) = 12 \text{ cm}$$

• **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est h = 95 cm, dans ce cas le CBA (Article A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur.

Pour h = 95 cm, On a : $A_p = 3 * 0.95 = 2.85 \text{ cm}^2$. On opte 2HA14 = 3.08 cm² /face

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau 6-9: Vérification des contraintes dans la nervure

Sens	Moments	Valeurs(KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Mt	721.59	4.73	15	244.06	201.64
	M _a	-846.25	5.92	15	319.56	201.64
Y-Y	Mt	218.97	1.43	15	74.06	201.64
	M _a	-325.44	2.27	15	122.89	201.64

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée dans le sens x-x, donc il faut augmenter la section d'acier A_s

Tableau 6-10: Re vérification des contraintes sens x-x

Localisation		Choix	A_s (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Sens x-x	Travée	10HA32+2HA25	89.91	3.075	99.64
	appui	12HA32	96.51	4.23	159.405

Schéma de ferrailage :

- **Sens x-x :**

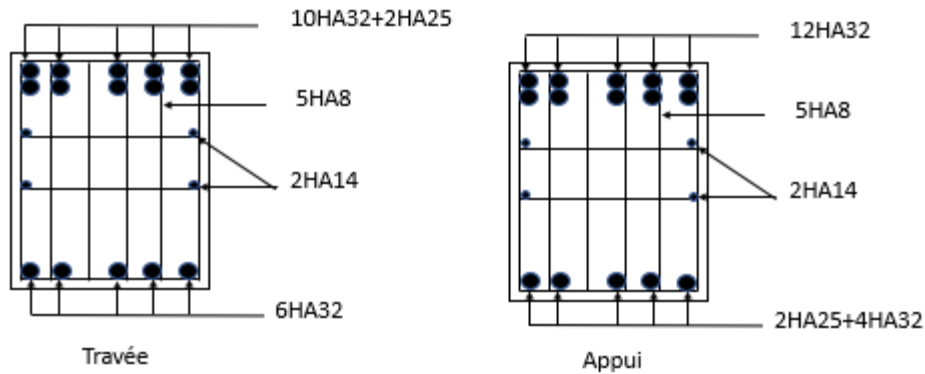


Figure 6-9: Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

- Sens y-y :

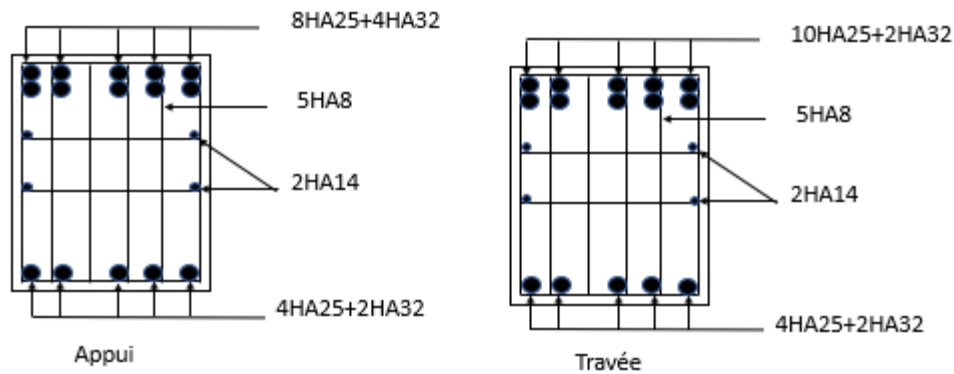


Figure 6-10: Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

6.5 Etude de mur de soutènement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

- Murs poids.
- Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2eme type (Mur en Béton armé), l'armatures à sont disposées dans les zones tendues, ils sont caractérisés par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

Le Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements donne quelques règles simples pour les murs-cantilever en béton armé :

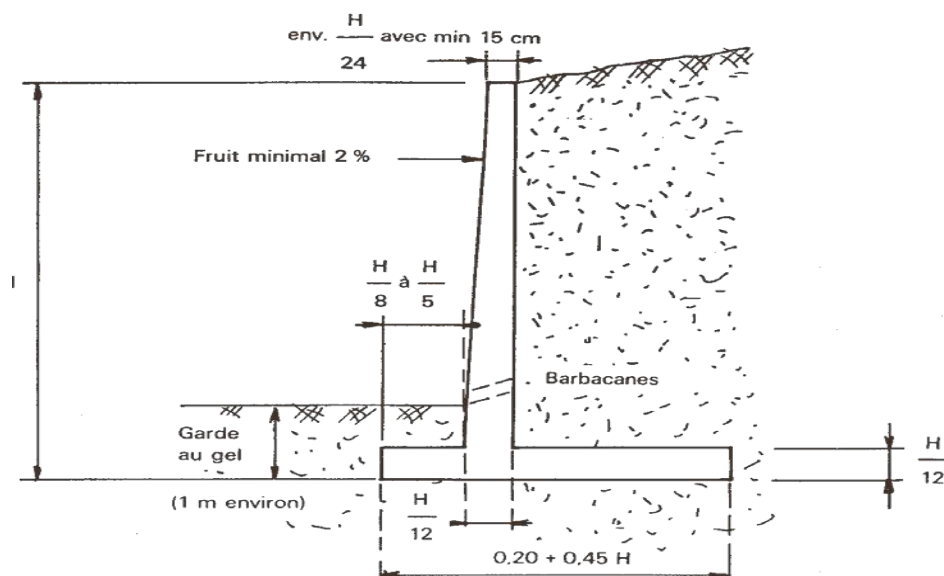


Figure 6-11: Schéma de mur de soutènement

- **Les paramètres géotechniques du sol :**

- Le poids spécifique : $\gamma_h = 20.2 \frac{KN}{m^3}$
- L'angle de frottement : $\varphi_{uu} = 18.88^\circ$
- La cohésion : $C_{uu} = 0.38 \text{ bars}$

6.5.1 Dimensionnement des murs

Pré dimensionnement des épaisseurs :

Les épaisseurs du mur en tête et à la base et de la semelle sont prises égales à la valeur commune est donnée par la figure 6-7.

Pour notre cas nous avons : $H = 4.5m$.

- **Épaisseur :**

- **Mur :**

En tête du mur (e_0):

$$e_0 = \frac{H}{24} = \frac{450}{24} = 18.75cm \text{ on prendre } e_0 = 20 \text{ cm}$$

A la base du mur (e_1):

$$e_1 = \frac{H}{12} = \frac{450}{12} = 37.5cm \text{ on prendre } e_1 = 40cm$$

- **La semelle :**

$$e_2 = \frac{H}{12} = \frac{450}{12} = 37.5cm \text{ on prendre } e_2 = 40cm$$

- **Largeur B :**

La largeur B de la semelle sont prises égales à la valeur commune est donnée par la figure 6-7.

- **Patin :**

$$B_1 = \frac{H}{5} \text{ à } \frac{H}{8}$$

$$B_1 \leq \frac{450}{5} = 90cm \dots \dots \dots (1)$$

$$B_1 \geq \frac{450}{8} = 56.25cm \dots \dots \dots (2)$$

Enter (1) et (2) en prendre $B_1 = 60 \text{ cm}$

- **La semelle :** $B = 0.2 + 0.45H = 0.2 + 0.45 \times 4.5 = 2.225m$

La justification de la stabilité externe impose normalement de majorer d'environ 15% la largeur b de semelle.

$$B_{\text{corrigée}} \cong B \times 1.15 \cong 2.55m$$

On prendre B=2.60m.

6.5.2 Calcul des sollicitations nécessaire à la vérification de la stabilité :

❖ Calcul de poids :

• Poussées de terres :

• Horizontale

Qui s'exerce à l'arrière du mur est égal à : $P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2$

Avec :

γ : Le poids volumique du sol.

K_a : Le coefficient de pression active des terres au repos (coefficient de poussée)

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} + \frac{24.54}{2}\right) = 0.41$$

H : hauteur de la paroi verticale.

Dans notre cas, nous avons:

$$P_a(H) = \frac{1}{2} \times 0.41 \times 20 \times 4.5 = 18.45 \text{ KN/m.}$$

$$P_q(H) = \frac{1}{2} \times 0.41 \times 20 \times \left(4.5 + \frac{10}{20}\right) = 20.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_a = P_a(H) \times \frac{H}{2} = 18.45 \times \frac{4.5}{2} = 41.51 \text{ KN/m.}$$

$$P_q = P_q(H) \times \frac{H}{2} - P_a(H) \times \frac{H}{2} = \frac{[20.5 \times (4.5 + \frac{10}{20}) - 18.45 \times 4.5]}{2} = 9.73 \text{ KN/m.}$$

• Verticale

Poids propre G : $G = \gamma_b \times s$

γ_b : Le poids volumique du béton.

s : section du mur.

$$G_1 = 25 \times 2.60 \times 0.4 = 26 \frac{KN}{ml}$$

$$G_1 = 25 \times \frac{0.4 + 0.2}{2} \times (4.5 - 0.4) = 30.75 \frac{KN}{ml}$$

$$G_3 = 25 \times (2.6 - 0.6 - 0.4) \times (4.5 - 0.4) = 164 \frac{KN}{ml}$$

$$Q = 10 \times (2.6 - 0.6 - 0.4) = \frac{16KN}{ml}$$

- **Poussée dynamique :**

Qui s'exerce à l'arrière du mur est égal à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} \times (1 \pm k_v) \times \gamma \times H^2$, appliquée horizontalement à $H/2$ au-dessus de la base de la semelle du mur.

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

γ : Le poids volumique du sol.

φ : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad} .

β : Angle de la surface du remblai l'horizontale.

θ : $\arctg(k_h/(1 \pm k_v))$.

$k_h = A(\%g)$ et $k_v = \pm 0.3k_v$ ou mur et ou remblai .

A : est le coefficient d'accélération de zone donné par le **RPA99/2003** (tableau 4.1)

choisi en fonction de la zone sismique et de groupe d'importance de l'ouvrage.

Dans notre cas :

Zone sismique : zone $II_2 \rightarrow A = 0.15 \rightarrow \text{donc} : k_h = 0.15$

$$k_v = 0.3k_v = 0.3 \times 0.15 = 0.045$$

$$\theta := \arctg\left(\frac{0.15}{(1 \pm 0.045)}\right) = 8.92^\circ$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(24.54 - 8.93)}{\cos^2(8.93)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 24.54 \sin(-0 - 8.93)}{\cos(8.93) \cos(0)}} \right]^{-2} = 0.42$$

$$p_{ad} = \frac{1}{2} \times 0.42 \times (1 \pm 0.045) \times 20 \times 4.5^2 = \frac{81.22 \text{ KN}}{m}.$$

$$p_{ad}(q) = \frac{1}{2} \times 0.42 \times (1 \pm 0.045) \times 20 \times \frac{4.5}{\cos\beta} = \frac{8.04 \text{ KN}}{m}.$$

❖ **Calcul des moments**

- **Poussées de terres :**

- **Horizontale**

$$M_{pa} = p_a = 41.51 \times \frac{4.5}{3} = 62.26 \text{ KN} \cdot \frac{m}{ml}$$

$$M_{P(q)} = p_q \times \frac{H}{3} = 9.73 \times \frac{4.5}{3} = 14.60 \text{ KN} \cdot \frac{m}{ml}$$

- **Verticale**

$$M_{G1} = 26 \times \left(\frac{2.6}{2}\right) = 33.8 \text{ KN} \cdot \frac{m}{ml}$$

$$M_{G2} = 30.75 \times (0.6 + 0.1) = 21.53 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

$$M_{G3} = 164 \times \left(\left(\frac{2.6 - 0.6 - 0.4}{2} \right) + 0.4 + 0.60 \right) = 295.2 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

$$M_{G3} = 16 \times \left(\left(\frac{2.6 - 0.6 - 0.4}{2} \right) + 0.4 + 0.6 \right) = 28.8 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

- **Poussée dynamique**

$$M_{Pad} = p_{ad} \times \frac{H}{3} = 81.22 \times \frac{4.5}{3} = 121.83 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

$$M_{Pad(q)} = p_{ad}(q) \times \frac{H}{3} = 8.04 \times \frac{4.5}{3} = 12.06 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

6.5.3 Vérification de la stabilité

- ✓ **Vérification de la stabilité ou glissement :**

Pour que le mur ne se déplace pas dans le plan de sa fondation, il faut vérifier la condition :

A L'ELS : $F_H \leq \frac{F_V \times \tan \theta}{1.5}$

$$F_H = 41.51 + 9.73 = \frac{51.24 \text{ KN}}{\text{ml}} < 236.75 \times \frac{\tan(24.54)}{1.5} = \frac{72.03 \text{ KN}}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELU :

$$1.35 \times P_a + 1.5 \times P_q \leq 0.9 \times \tan \varphi \times \sum G_i$$

$$1.35 \times 41.5 + 1.5 \times 9.73 = \frac{70.63 \text{ KN}}{\text{ml}} < 0.9 \times \tan(18.88) \times (26 + 164 + 30.75 \times 16) = 97.28 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELA :

$$81.22 + 8.04 = \frac{89.2 \text{ KN}}{\text{ml}} < \frac{\tan(24.54) \times (26 + 164 + 13 + 30.75)}{1.2} = 90.07 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de la stabilité au renversement**

On vérifie la stabilité au renversement par le coefficient de stabilité renversant qui doit être supérieure à 1,5 :

A'L'ELS :

$$\frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{rev}} \geq 1.5 \rightarrow \frac{(33.8 + 23.53 + 295.2 + 28.8)}{(62.26 + 14.60)} = 4.57 > 1.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A'L'ELU : $0.9 \sum G_i \geq 1.35 \times (M_{Pa} + M_{pq})$

$$0.9 \times 236.75 = 213.075 \geq 1.35 \times (62.26 + 14.60) = 130.761 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A'L'ELA : $\sum M G_i \geq 1.35(P_a + P_q)$

$$371.63 > 1.35 \times (41.5 + 9.73) = 113.71 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de non-poinçonnement**

On calcul (e) par la formule :

$$e_A = \frac{M_a}{R_v} = \frac{M_{sta} - M_{rev}}{F_v}$$

$$e_A = \frac{371.63}{236.75} = 1.56 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_c \frac{B}{6} = \frac{2.6}{3} = 0.43 \text{ m} \rightarrow e_A > \frac{B}{6} : \text{répartition trapézoïdale}$$

$$q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \times e_c}{B} \right), \quad \sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \times e_c}{B} \right)$$

$$q_{adm} = \sigma_{adm} \times e^{-\rho_F}$$

$$\text{Avec } \rho_F = \frac{F_H}{F_v}$$

AN :

$$\sigma_{max/min} = \frac{236.75}{2.6} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.43}{2.6} \right)$$

$$\sigma_{max} = 181.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 90.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho_F = \frac{51.24}{236.75} = 0.216$$

$$q_{ref} = \frac{3 \times 181.41 + 90.35}{4} = 158.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{adm} = 200 \times e^{-(0.216)} = 161.15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{ref} = 158.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < q_{adm} = 216.15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.5.4 Ferrailage

Mur (patin) :

Un mur de soutènement est ferrailé comme était une section rectangulaire en flexion simple.

Comme l'état de fissuration est nuisible et ou très nuisible, le ferrailage est calculé à ELS.

A L'ELS :

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé comme suit :

$$M_{ser} = M_{Pa} + M_{Pq} = 62.26 + 14.60 = 76.86 \text{ KN.m}$$

Les contraintes admissibles des aciers en fissuration très nuisible (FTN) donnée par :

$$\overline{\sigma}_{ser} = \min \left[\frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{nf_{tj}} \right] = \min \left[\frac{400}{2}; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [200; 164.97] = 164.97 \text{ MPA}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{76.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35^2 \times 164.97} = 3.8 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 3.8 \times \left(\frac{1-0.5}{3-0.5}\right) \times 10^{-3}}$$

$$\alpha = 0.261 \rightarrow \alpha_1 = 0.303 \rightarrow \alpha_2 = 0.297 \rightarrow \alpha_3 = 0.297$$

Donc on a : $\alpha = \alpha_3 = 0.297$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \frac{76.86 \times 10^{-3}}{0.35 \left(1 - \frac{0.297}{3}\right) 164.97} = 14.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (2)$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = A_{min} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 4.83 \text{ m}^2$$

Ferraillage de répartition :

$$A_H \geq 0.1\%e = 0.1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{V'} \geq 0.1\%e = 0.1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{H'} \geq 0.075\%e = 0.075\% \times 20 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$ calculécondition vérifiée.

Espacement :

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

En prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Choix des Barres :

On prend : 5HA20/ml = 15.71 cm^2 avec espacement 20cm.

Semelle :

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles :

$$M_{ser} = (q_{ref} e_a^2) - [(G_3 + Q) \times (B_1 - e_0 - B)^2]$$

$$M_{ser} = (158.64 \times 1.56^2) - [(164 + 16)(2.6 - 0.4 - 0.6)^2] = -74.73 \text{ KN.m}$$

Les contraintes admissibles des aciers en fissuration très nuisible (FTN) donnée par :

$$\overline{\sigma_{ser}} = \min \left[\frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{nf_{tj}} \right] = \min \left[\frac{400}{2}; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min[200; 164.97] = 164.97 \text{ MPA}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{74.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35^2 \times 164.97} = 3.67 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 3.67 \times \left(\frac{1-0.5}{3-0.5}\right) \times 10^{-3}}$$

$$\alpha = 0.257 \rightarrow \alpha_1 = 0.299 \rightarrow \alpha_2 = 0.303 \rightarrow \alpha_3 = 0.292 \rightarrow \alpha_4 = 0.292$$

Donc on a : $\alpha = \alpha_3 = 0.292$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)\sigma_{st}} = \frac{74.73 \times 10^{-3}}{0.35\left(1-\frac{0.292}{3}\right)164.97} = 14.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (2)$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 4.83 \text{ m}^2$$

Ferrailage de répartition :

$$A_H \geq 0.1\%e = 0.1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{V'} \geq 0.1\%e = 0.1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{H'} \geq 0.075\%e = 0.075\% \times 20 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t \text{ calculé} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Espacement :

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

En prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Choix des Barres :

On prend : 5HA20/ml = 15.71 cm^2 avec espacement 20cm.

Schéma de ferrailage

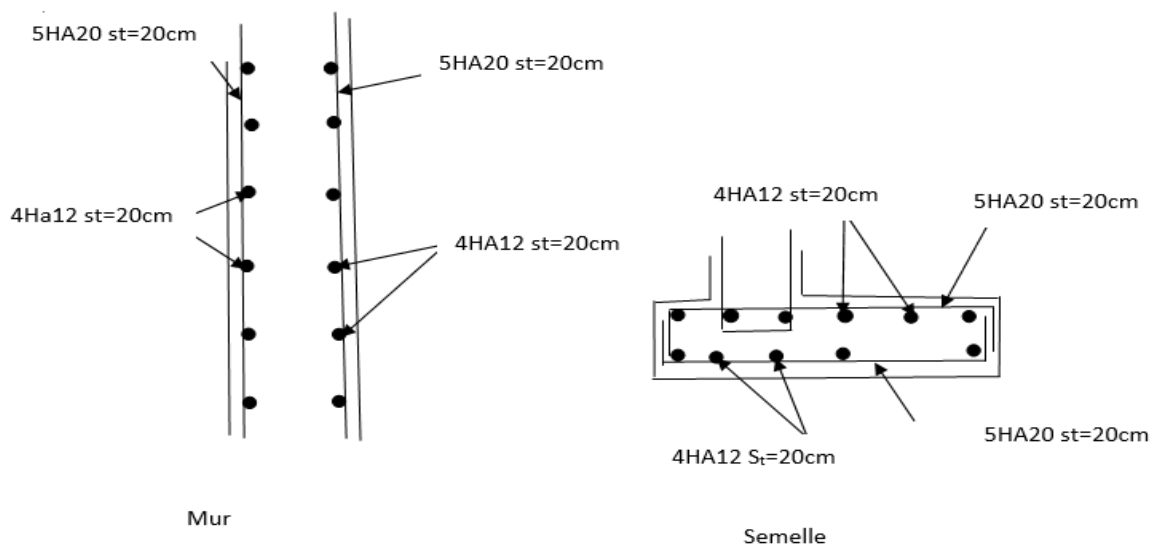


Figure 6-12: Schéma du ferrailage de mur de soutènement

Après avoir analysé les options de fondation, les semelles isolées et les semelles filantes ont été rejetées en raison du chevauchement et des charges importantes. Par conséquent, une fondation sur radier général a été choisie. Le ferrailage du radier a été vérifié et jugé adéquat. Pour l'infrastructure, un mur de soutènement a été prévu pour résister aux poussées des terres, avec un voile calculé et ferrillé.

« Conclusion générale »

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation en Master, en particulier en ce qui concerne les techniques de calcul, les concepts et les règlements applicables dans le domaine étudié. Cette étude nous a conduits à obtenir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux revêt une importance capitale pour la réalisation d'une structure à la fois solide et résistante.
- Une bonne compréhension du comportement de la structure est essentielle pour mener à bien une étude approfondie.
- La modélisation avec le logiciel ETABS V16 nous a permis d'acquérir de nombreuses connaissances, notamment :
 - L'inclusion de tous les éléments de la structure dans la modélisation permet d'obtenir un comportement plus réaliste.
 - Une disposition optimale des voiles joue un rôle crucial dans la vérification de la période de la structure, ainsi que dans la justification de l'interaction "voiles-portiques".
 - L'estimation précise de la masse de la structure est un aspect important, et il convient de prendre en compte la fraction de la charge d'exploitation à inclure en tant que masse additionnelle.
- La division de la structure en zones nous a permis de réaliser des économies de matériau, ce qui présente un aspect économique favorable.
- La présence de voiles dans la structure a permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ce qui a conduit à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, permettant ainsi d'appliquer le ferrailage minimum requis par les règlements.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds vise à favoriser la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adapté à notre structure.

Il est également important de souligner la nécessité de garantir la qualité des matériaux utilisés, ce qui assurera la résistance de la structure, en mettant en place les procédures de contrôle appropriées.

« Bibliographie »

Bibliographie

- [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- [6] Rapport de sol.
- [7] Cahier de cours du cursus.
- [8] Anciens mémoires de fin d'étude.

Outils informatiques

- Etabs v 16
- AutoCAD
- Word

« Annexes »

Annexes

Annexe 01

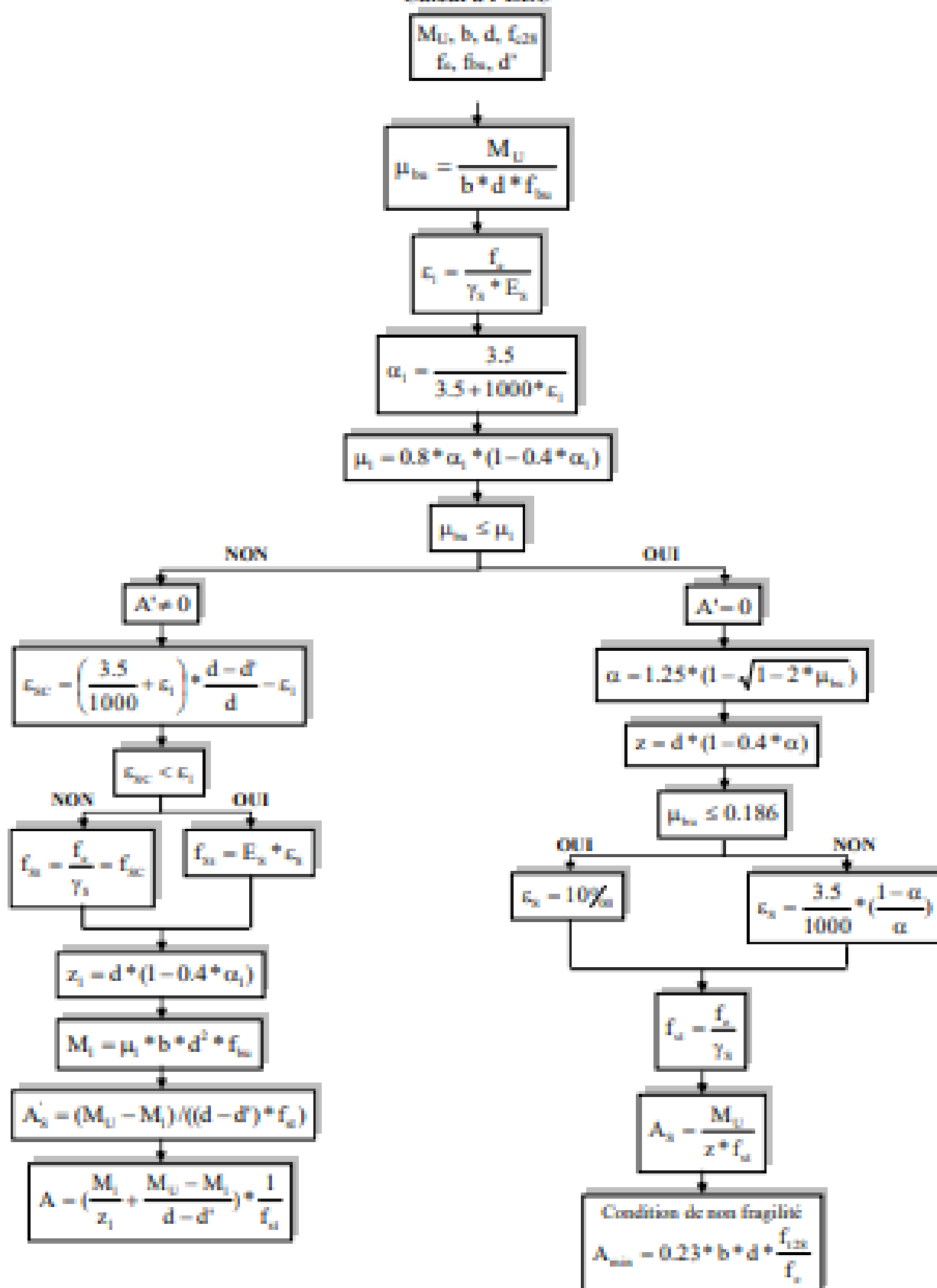
Tableau des Armatures
(en cm^2)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 02

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 03

les valeurs des coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν , pour des dalles rectangulaires librement appuyées sur son pourtour

ρ_x $= \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$		ρ_x $= \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1094	0.250	0.1115	0.293	0.70	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.250	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.250	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.250	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.250	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.250	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.250	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.250	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.250	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.250	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.250	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.250	0.0969	0.382	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.250	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.250	0.0945	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.250	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.250	0.0921	0.420	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.279	0.0885	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.192	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.60	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Annexe 04

VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour la *Réalisation d'une promotion immobilière de 120 logements composée de trois Blocs Type f2, f3, f4 duplex* (BLOC A : en R+7 + deux entre sol commerce, BLOC B : en R+9 = en duplex deux entre sol parking, BLOC C : en R+8= en duplex deux entre sol parking) au lieu dit **TERCHA Cne EL KSEUR WILAYA DE BEJAIA**

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, essais SPT ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes.

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 1,50m$ de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel (bas de talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.60 \text{ bars}$;

2. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

0,90 à 1,20 m	$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,000/m^3 \\ C_{u0} = 0,22 \text{ bars} \\ \Phi_{u0} = 24,54^\circ \end{array} \right.$
au-delà 3,20 m	$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,020/m^3 \\ C_{u0} = 0,38 \text{ bars} \\ \Phi_{u0} = 18,88^\circ \end{array} \right.$

3. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des :

- Argile maron en surface;
- Argile graveleuse beige en profondeur.

4. Éviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain **incliné**, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales;

6. Selon les nombres de coups (N) calculé selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : S2 - site Ferme;

7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaia** est classée en zone de sismicité **moyenne IIa**. D'où, il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans la **réalisation des bétons armés**.

