



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Genie Civil

Spécialité : Structure

Réf. : 2024

Présenté et soutenu par :

Elhaj Mohamed Salem Oumar

Le : jeudi 13 juin 2024

Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation (R+9) Implanté à Sétif

Jury :

Encadreur :

Dr.Attache Salima

Année universitaire : 2023-2024





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifié les plus beaux moments de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥ Ma chère mère ♥

A la personne la plus respectueuse qui par son encouragement et ses fameux conseils a consacré tout son temps, ses efforts et ses moyens pour m'aider à accomplir ce travail dans les meilleures conditions :

♥ Mon cher père ♥

A mes chers frères et sœurs ;

A toute ma chère famille ;

A tous mes amis ;

Et à toute la promotion de Génie Civil 2023-2024.



Remerciements



*Je tiens à remercier en premier lieu Dieu qui nous a donné
la force pour effectuer le présent travail.*

*Je remercie ensuite mes très chers parents pour leur soutien
moral et leurs encouragements.*

*Je tiens à remercier aussi mon encadreur Dr.Attache
Salima pour son soutien et ses orientations qui m'ont été
très bénéfiques.*

*Ainsi que tous mes enseignants pour leurs conseils et leur
encouragement*

Durant l'évolution de ce travail.

*Sans oublier mes chers amis et collègues pour leurs
soutiens et leurs encouragements.*



Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I: Présentation du projet

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Caractéristiques de la structure	3
I.4. Données du site	3
I.5. Caracteristiques mecaniques des materiaux.....	3
I.5.1 Béton	4
I.6. La résistance du béton :.....	4
I.6.1. La compression : BAEL 91 (Art. A.2.1, 11).....	4
I.6.2. Traction :BAEL 91 (Art. 2.1, 12).....	4
I.7. Déformation longitudinale du béton :	4
I.7.1. Module de Déformation longitudinale instantané : C.B.A [A.2.1.2.1].....	4
I.7.2. Module de Déformation longitudinale différé : C.B.A [A.2.1.2.2].....	5
I.8. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)	5
I.9. Diagramme Déformation	5
I.9.1. Contrainte Du Béton: BAEL91 (art A.4 .3,4).....	5
I.9.1.1. Etat limite ultime.....	5
I.9.1.2. Etat limite de service :	6
I.10. Acier : BAEL 91(Art. A.2.2.) :	6
I.11. Contrainte limite ultime de l'acier :	7
I.11.1 ELU :	7
I.11.2. ELS :	7
I.12. Contraintes limites de traction des aciers.....	7
I.13. Les sollicitations : BAEL91 (art A.3.2).....	7
I.14. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)	7
I.15. Règles et normes de calcul :	8

Chapitre II: Pre dimensionnement des elements et descents de charges

II.1. Introduction:	10
II.2. Pré dimensionnement :	10
II.2.1 Planchers :.....	10
II.2.2. Condition de flèche: BAEL91 (art B.6.8, 424) :	10
II.2.3. Les caractéristiques géométriques des poutrelles:.....	10
II. 2.2 ESCALIER :	11
II.2.2.1. Introduction :	11
II.2.2.2. Méthode de calcul :.....	11
II.2.2.3. Dimensionnement :.....	11
II.2.3. Balcon :.....	12
II.2.3.1. Introduction :	12
II.2.3.2. Hypothèse de calcul :.....	12
II.2.4. L'acrotère:	13
II.2.5. Les voiles :.....	14
II.2.5.1 Pré dimensionnement du voile	14
II.2.6. Les poutres :.....	15
II.2.6.1. Poutre principales : (Pp)	15
II.2.7. Poteaux :	15
II.2.3. Conclusion :.....	16
II.3. Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation :	16
II.3.1. Les charges :	16
II.3.1.1. L'acrotère :	16
II.3.1.2. Planchers :.....	17
II.3.1.3. Balcon :.....	18
II.3.1.4. Escaliers :.....	19
II.3.1.5. Les murs :	20

II.3.1.6. Murs extérieurs :	20
II.3.1.7. Conclusion :	21
II.4. Descente des charges :	21

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	29
III.2. Mode de travail	29
E.L.S:	31
III.3. Calcul de ferrailage :	31
III.3.1. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :	32
III.3.2. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :	32
III.3.3. Détermination de l'excentricité du centre de pression :	32
III.3.4. Calcul de la section à la flexion simple :	33
III.3.5. Calcul de la section à la flexion composée :	33
III.3.6. Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)	33
III.3.7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)	33
III.4. Balcon :	35
III.4.1. Les sollicitations du balcon :	36
III.4.2. calcul du ferrailage :	36
III.5. Les vérifications :	37
III.5.1. Pourcentage minimal : BAEL 91 (Art. B.5.3.1)	37
III.5.2. Condition de non fragilité : BAEL 91 (art. A.4.2.1)	37
III.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 (Art.5.1)	37
III.5.4. Les armatures de répartition :	37
III.5.4.1. Espacement entre les armatures : BAEL 91 (Art. A.8.2, 42)	38
III.6. Vérification de la flèche : CBA 93 (Art. 6.5.1)	38
III.7. Présentation du ferrailage :	38
III.8. Escalier :	39

III.8.1. Introduction :	39
III.8.2. Composition d'un escalier :	39
III.8.3. Méthode de calcul :	39
III.8.4. Combinaisons d'action:	39
III.8.5. Charge équivalente la paillasse :	41
III.8.6. Calcul des armature:	41
III.8.7. Conditions de non fragilité :	43
III.8.9. Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).	43
III.8.10. Les armatures de répartition :	43
III.8.11. Vérification de l'effort tranchant :	43
III.8.13. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)	44
III.8.14. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)	44
III.9. La poutre palière :	48
III.9.1. Pré-dimensionnement :	48
III.9.2. Calcul de la poutre à la flexion:	49
III.9.3. Les sollicitations:	49
III.9.4. Calcul de ferrailage:	49
III.9.5. Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:	50
III.9.6. Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4):	50
III.9.7. Vérification de l'effort tranchant: BAEL 91 (A.5.1)	50
III.9.8. Les armatures transversales:RPA 99/version2003(7.5.2.2)	51
III.9.9. Calcul de la poutre palière à la torsion:	51
III.9.10. Vérification de béton:	51
III.9.10.1. Contrainte tangente due a l'effort tranchant :BAEL91(A.5.4.21)	51
III.9.11. Les armatures longitudinales :	52
III.9.12. Les armatures transversales :	52
III.9.13. Les armatures totales:	52
III.9.14. Armatures transversales:	53

III.9.15. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)	53
III.9.16. Présentation du ferrailage :	54

Chapitre IV: Etude des planchers

IV.1. Introduction :	56
IV.2. Conception des planchers :	56
IV.3 Méthode de calcul des planchers en corps creux :	56
IV.4. Calcul du ferrailage :	66
IV.4.1. Calcul des armatures longitudinales:	66
IV.4.2. Conditions de non fragilité :	67
IV.4.3. Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)	67
IV.4.4. Vérification a l'ELS :	68
IV.4.5. Schéma de ferrailage	73
IV.5. Ferrailage de la dalle de compression (Hourdie) : BAEL91 (B.6.8, 423)	74
IV.5.1. Les armatures perpendiculaires aux nervures :	74
IV.5.2. Les armatures parallèles aux nervures :	74
IV.5.3. Schéma de ferrailage	74

Chapitre V: Etude Dynamique

V.1. Introduction :	76
V.2. Objectif de l'étude dynamique :	76
V.3. Les méthodes de calcul : RPA 99 (Art. 4.1.1)	76
V.4. Méthode statique équivalente :	76
V.4.1. Définition :	76
V.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	76
V.5. Les Méthodes Dynamiques :	77
V.5.1. La méthode d'analyse modale spectrale :	77
V.5.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	77
V.5.3. Choix de la méthode de calcul	77

V.5.4. Classification de l'ouvrage :	77
V.6. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version2003 article 4.3)	78
V.6.1. Principe :	78
V.6.2. Buts de l'analyse dynamique :	78
V.6.3. Description du logiciel ROBOT VERSION 2018 :	78
V.6.4. Modélisation :	78
V.6.5. Spectre de réponse de calcul :	78
V.7. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations :	79
V.8. La Méthode Statique Equivalente : (l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003).	83
V.8.1. Le poids de la construction :	88
V.8.2. L'effort tranchant à la base :	89
V.8.3. La résultante des forces sismiques de calcul :	89
V.8.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	89
V.8.5. Vérification des déplacements:	90
V.8.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : Art.5.9 du RPA99/version2003 :	91
V.8.7. Vérification au renversement :	93
V.8.8. Détermination du centre de gravité des masses et le centre des rigidités :	94
V.8.8.1. Centre de gravité des masses :	94
V.8.8.2. Centre de rigidités :	94

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Introduction :	98
VI.2 Combinaisons d'actions :	98
VI.3 Recommandations du RPA99/V2003 : (art7.4.2 page 61)	99
VI.3.1. Armatures longitudinales :	99
VI.3.2. Armatures transversales :	99
VI.4. Ferrailage des poteaux :	100
VI.4.1. Les sollicitations des poteaux obtenus par ROBOT :	100

VI.4.2. Calcul des ferraillements :	101
VI.4.3. Vérification de section minimale d'armature selon l'RPA99 :	106
VI.4.4. Vérification de la condition de non fragilité BAEL.91 :	106
VI.4.5. Vérification à l'E.L.S :	107
VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :	109
VI.4.7. Calcul les armatures transversales :	109
VI.4.8. Vérification des cadres des armatures minimales :	110
VI.4.9. Présentation du ferraillement :	112
VI.5. Ferraillement des poutres :	113
VI.5.1. Poutre Principales : (30 × 50) :	113
VI.5.2. Ferraillement longitudinal :	115
VI.5.3. Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2) :	116
VI.5.4. Le pourcentage minimal d'armature :	116
VI.5.5. pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :	116
VI.5.6. Vérification de la flèche : BAEL91 (art.6.5.1) :	117
VI.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1) :	117
VI.5.8. Les armatures transversales :	118
VI.5.9. Section minimal des armatures transversales :	118
VI.5.10. Condition exigée par le RPA99/V2003 :	118
VI.5.11. Poutre secondaire : (30 × 40) :	118
VI.5.12. Ferraillement longitudinal :	120
VI.5.13. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1) :	122
VI.5.14. Présentation du ferraillement :	124
VI.6. Ferraillement des voiles :	125
VI.6.1. Introduction :	125
VI.6.2. Types d'armatures :	125
VI.6.2.1. Armatures verticales : selon l'RPA.99.art.7.7.4.1 :	125
VI.6.2.2. Armatures transversales :	126

VI.6.3. Calcul du ferrailage :	126
VI.6.4. Armatures verticales :	127
VI.6.5. L'armature verticale minimale :	128
VI.6.6. La section d'armature minimale dans la zone tendue :	128
VI.6.7. Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :	128
VI.6.8. Vérification des contraintes de cisaillement :	129
VI.6.9. Armatures horizontales :	129
VI.6.10. Schéma de ferrailage :	130

Chapitre VII: Etude de L'infrastructure

VII.1. Introduction :	132
VII.2. Différents types de fondations :	132
VII.3. Le choix de type de fondation :	132
VII.4. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :	133
VII.5. Etude du radier :	134
VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :	134
VII.5.2. Détermination des efforts :	135
VII.5.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :	135
VII.5.4. Calcul de débordement D :	136
VII.5.5. Les vérifications nécessaires :	136
VII.5.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1).....	136
VII.5.5.2. Vérification au poinçonnement [BAEL91 (article A.5.2.42)]	136
VII.5.5.3. Vérification de l'effort de sous pression :	137
VII.5.5.4. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:	137
VII.5.5.5. Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$:	138
VII.5.6. Ferrailage du radier :	138
VII.5.6.1. Méthodes de calcul :	138
VII.5.6.2. Evaluation des charges :	139

VII.5.6.3. Calcul des moments fléchissant :.....	140
VII.5.6.4. Calcul des armatures :.....	140
VII.5.6.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : <i>BAEL 91 (A.5.1 ,21)</i>	143
VII.5.6.6. Etude du débord du radier :	143
VII.5.6.7. Vérification au cisaillement :.....	144
VII.5.7. Etude de la nervure :	145
VII.5.7.1. Ferrailage de nervure a l'ELU :	147
VII.5.7.2. Ferrailage de nervure a l'ELS :	147
VII.5.7.3. Vérification de cisaillement :.....	147
VII.5.8. Schéma ferrailage de radier :	149

Liste des Figures

Chapitre I: Présentation du projet

Figure I. 1. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.....	6
Figure I. 2. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.	6

Chapitre II: Pre dimensionnement des elements et descents de charges

Figure II. 1. Coupe de nervure	11
Figure II. 2. Schéma de l'acrotère.....	13
Figure II. 3. Coupe du voile en élévation.....	14
Figure II. 4. Hauteur libre d'étage.....	15
Figure II. 5. Planché terrasse.....	17
Figure II. 6. Coupe Plancher étage.....	17
Figure II. 7. schéma du Mur extérieur.....	20

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Figure III. 1. schéma isostatique de l'acrotère	29
Figure III. 2. schéma isostatique de l'acrotère	30
Figure III. 3. Schéma du ferrailage de l'acrotère.	34
Figure III. 4. schéma de ferrailage du balcon.....	38
Figure III. 5. Tab Récapitulatif résultats des combinaisons.....	40
Figure III. 6. Schéma du ferrailage des escaliers.	47
Figure III. 7. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	54

Chapitre IV: Etude des planchers

Figure IV. 1. Schéma de ferrailage des poutrelles des planchers à corps creux	73
Figure IV. 2. ferrailage de la dalle de compression	74

Chapitre V: Etude Dynamique

Figure V. 1. Disposition des voiles (1 ^{ère} variante).....	80
Figure V. 2. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante)	81
Figure V. 3 Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante).	82
Figure V. 4. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante).....	82

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI. 1. l'effort tranchant max du poteau	109
Figure VI. 2. Schéma de ferrailage du poteau.....	112
Figure VI. 3. Moment de flexion des poutres principales en appuis et en travée à l'E.L.U.	113
Figure VI. 4. Moment de flexion des poutres principales en appuis et en travée à l'E.L.S.....	114
Figure VI. 5. Moment de flexion max des poutres principales en appuis dans le cas accidentel	114
Figure VI. 6. Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et dus au combinaisons les plus défavorables.....	114
Figure VI. 7. Moment de flexion max des poutres principales en appuis.....	116
Figure VI. 8. Effort tranchant max des poutres principales.	117
Figure VI. 9. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée à l'E.L.U.....	119
Figure VI. 10. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée dans le cas ELS	119
Figure VI. 11. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée dans le cas accidentel.....	119
Figure VI. 12. Moment de flexion max des poutres secondaires en appuis.....	121
Figure VI. 13. Effort tranchant max des poutres secondaires.	122
Figure VI. 14. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	124
Figure VI. 15. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	124
Figure VI. 16. Schéma de ferrailage du voile.	130

ChapitreVII: Etude de L'infrastructure

Figure VII. 1. Vue en 3D du débord.	143
Figure VII. 2. Shéma statique de poutre semi-encasté.....	143
Figure VII. 3. Diagrammes des moments fléchissant de nervure du radier à l'E.L.U	145
Figure VII. 4. Diagrammes des efforts tranchants de nervure du radier à l'E.L.U	145
Figure VII. 5. Diagrammes des moments fléchissant de nervure du radier à l'E.L.S.....	146
Figure VII. 6. Diagrammes des efforts tranchants de nervure du radier à l'E.L.S.....	146
Figure VII. 7. ferrailage sur appui Et en travée de nervure.....	149
Figure VII. 8. ferrailage globale de radier.....	149

Liste des Tableaux

Chapitre I: Présentation du projet

Tableau I. 1. Contraintes limites de traction des aciers.....	7
---	---

Chapitre II: Pre dimensionnement des elements et descents de charges

Tableau II. 1. Tab Charge due aux planchers terrasse inaccessible	17
Tableau II. 2. Tab charge permanente due aux planchers étage courante.....	18
Tableau II. 3. Tab Charge permanente d'un balcon.....	18
Tableau II. 4. Tab Charge permanente d'une volée (paillasse).....	19
Tableau II. 5. Tab Charge permanente et d'exploitation d'un palier.	19
Tableau II. 6. Tab Charge permanente d'un mur intérieur.....	20
Tableau II. 7. Tab Charge permanente d'un mur extérieur.	20
Tableau II. 8. Tab Résumé des charges permanentes et d'exploitation.	21

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Tableau III. 1. Tab Récapitulatif résultats des sollicitations de balcon.....	32
Tableau III. 2. Récapitulatif résultats des sollicitations de balcon.....	37
Tableau III. 3. Tab Récapitulatif résultats des combinaisons.	41
Tableau III. 4. Tab récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	42
Tableau III. 5. Tab Récapitulatif résultats du ferraillage.	43
Tableau III. 6. Récapitulatif résultats des combinaisons.....	49
Tableau III. 7. Récapitulatif résultats des combinaisons.....	49
Tableau III. 8. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	49
Tableau III. 9. Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.	50
Tableau III. 10. Récapitulatif résultats du ferraillage.....	50
Tableau III. 11. Récapitulatif résultats du ferraillage.....	53

Chapitre V: Etude Dynamique

Tableau V. 1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle (1 ^{ère} variante).....	80
Tableau V. 2 .Accélération de zone A	83
Tableau V. 3. Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structural.	84
Tableau V. 4. la période de calcul de VMSE.	86
Tableau V. 5. Valeurs des pénalités Pq.....	87

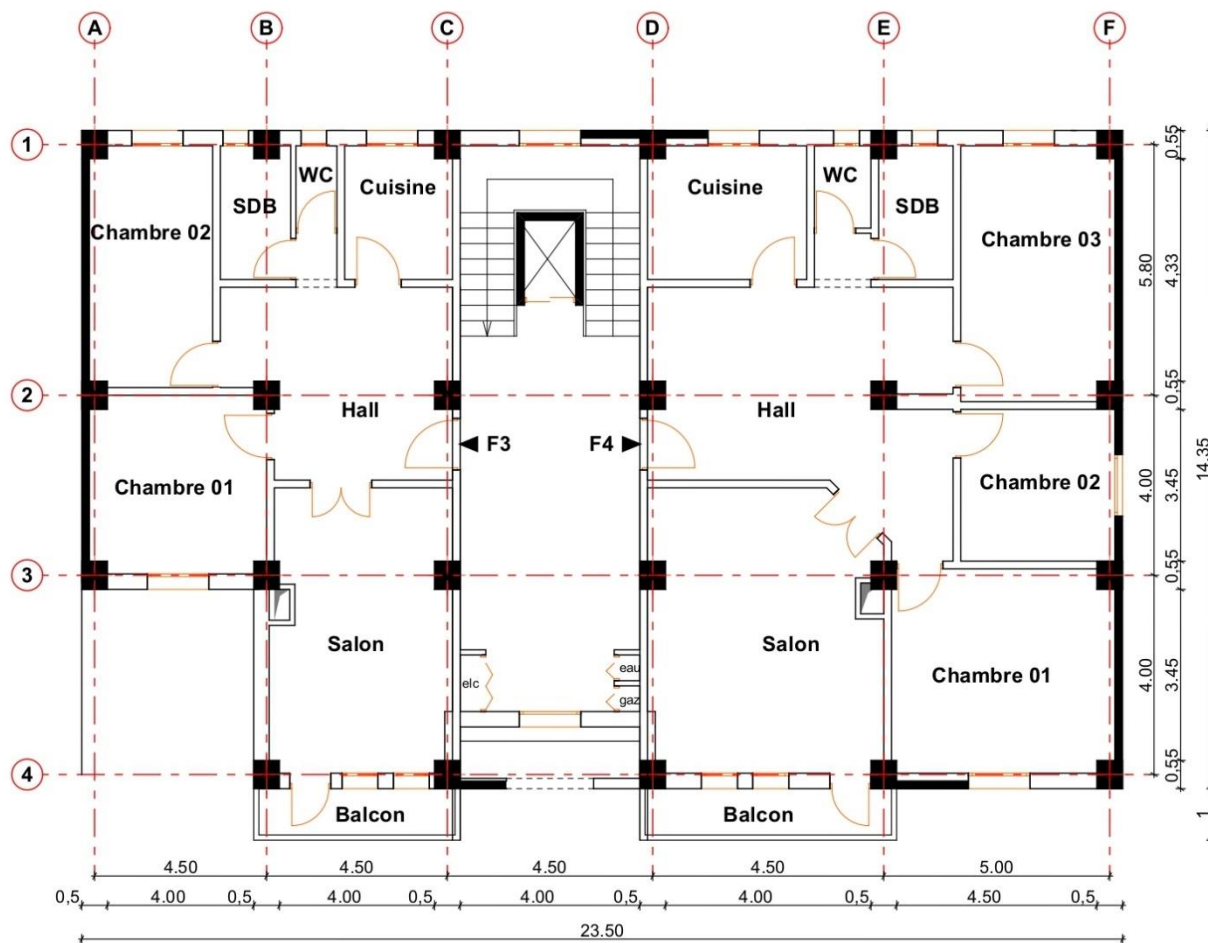
Tableau V. 6. Valeurs du coefficient de pondération.....	88
Tableau V. 7 Poids des étages.....	88
Tableau V. 8. L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente.	89
Tableau V. 9. Distribution des forces sismiques au niveau de chaque étage.....	90
Tableau V. 10. Déplacements absolus pour les deux sens.....	91
Tableau V. 11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	92
Tableau V. 12. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.	92
Tableau V. 13. Calcul du moment de renversement	93
Tableau V. 14. Centres de masses et rigidités et l'excentricité des niveaux.....	95
Tableau V. 15. L'excentricité accidentelle.....	96

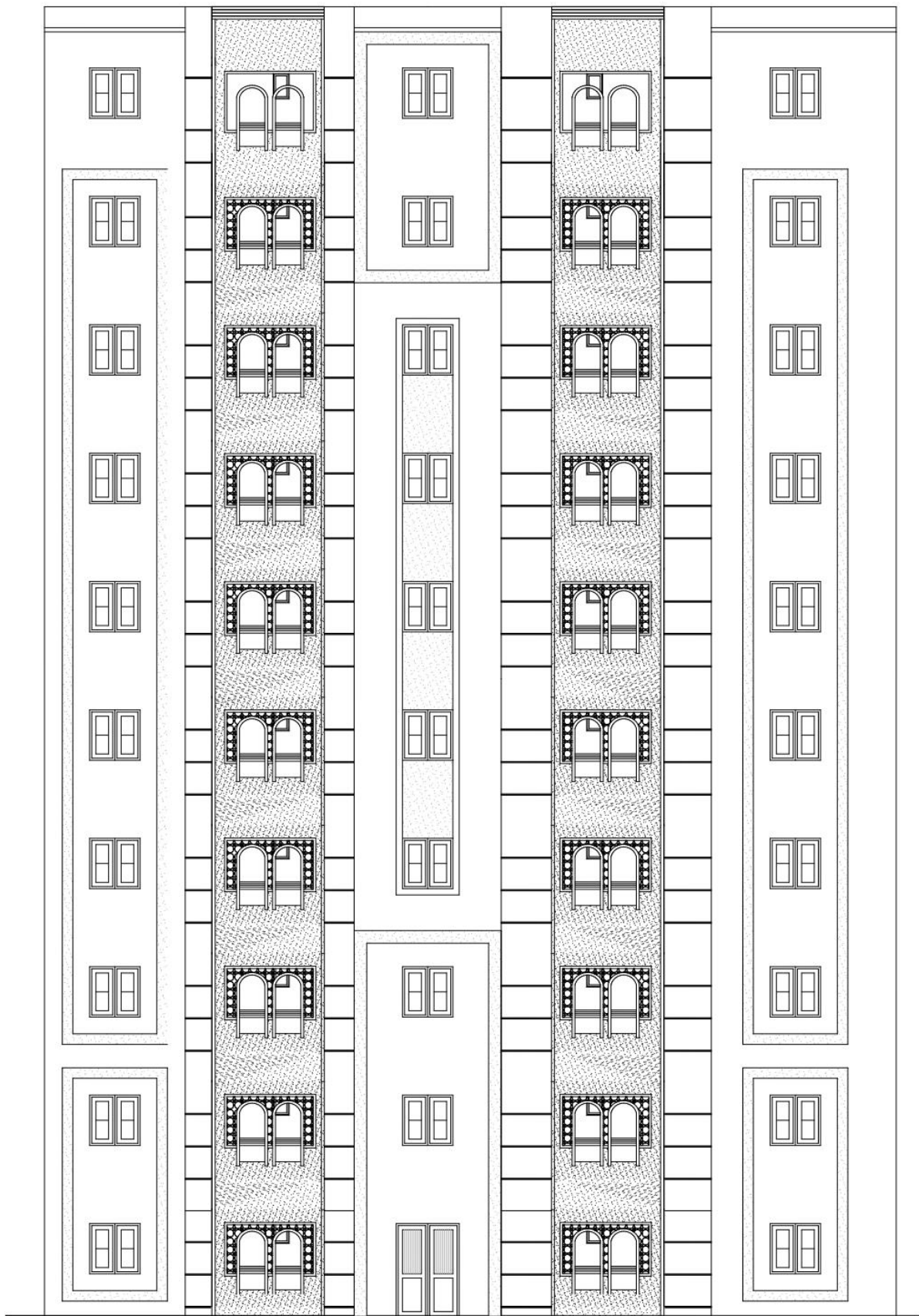
Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI. 1. Paramètres du béton et acier pour le calcul des armatures dans le cas accidentel.	98
Tableau VI. 2. Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux	100
Tableau VI. 3. Les armatures longitudinales utilisées pour les poteaux.	106
Tableau VI. 4. Tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux.....	111
Tableau VI. 5. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	115
Tableau VI. 6. Section d'armatures longitudinales des poutres principales.	117
Tableau VI. 7. Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et des combinaisons les plus défavorables.....	120
Tableau VI. 8. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale des poutres secondaires	121
Tableau VI. 9. Section d'armatures longitudinales des poutres secondaires.	122

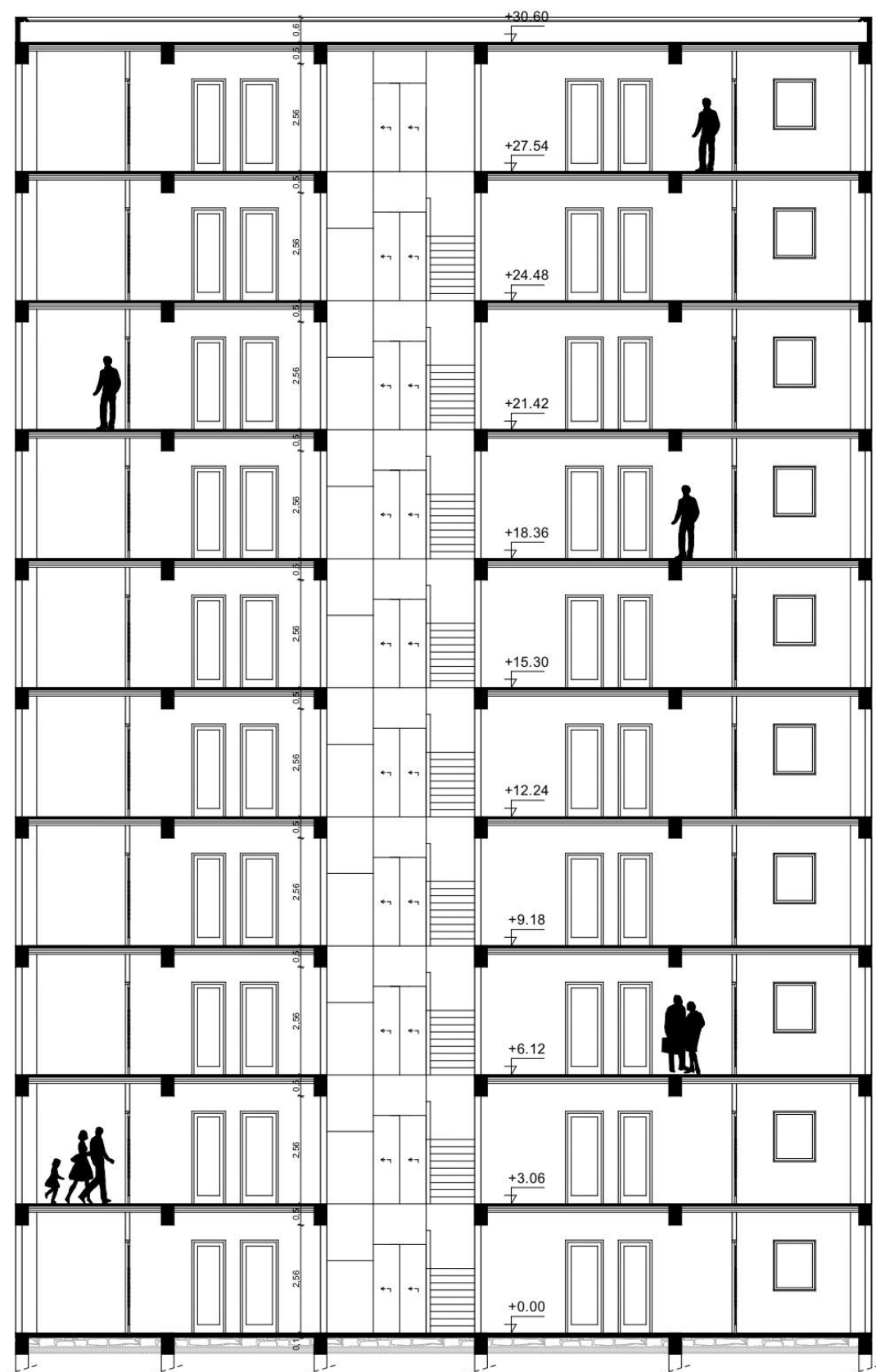
Chapitre VII: Etude de L'infrastructure

Tableau VII. 1. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$	137
Tableau VII. 2. Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$	138
Tableau VII. 3. Le calcul des moments en travée et en appui selon la méthode de PIGEAUD.	139
Tableau VII. 4. Résultats des moments du panneau sur appui et en travées à l'E.L.U.....	140
Tableau VII. 5. Calcul de ferrailage du panneau de radier à l'E.L.U	141
Tableau VII. 6. Résultats des moments du panneau sur appui et en travées à l'E.L.S.	142
Tableau VII. 7. Calcul de ferrailage du panneau de radier à l'E.L.S	142
Tableau VII. 8. Les armatures longitudinales utilisées pour les radier	144





Facade Principale



Coupe A-A



Introduction General



Introduction générale

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution.

Notre travail se base sur l'étude, la modélisation et la conception d'un bâtiment (R+9) avec un contreventement mixte implanté dans la wilaya de Sétif qui est considérée comme une zone de sismicité moyenne (zone II_a).

Cependant, la réalisation des travaux doit se soumettre aux règlements et aux normes de construction tels que : BAEL91, CBA93 et le règlement parasismique algérien RPA.99/v2003.

Chaque étude de projet du bâtiment doit mener à des buts bien précis :

- La sécurité : qui consiste à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie : qui sert à diminuer le coût général du projet

Ce mémoire est organisé en sept chapitres, entamés par une introduction générale. On présente dans le Chapitre 1 la présentation de l'ouvrage à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés. Le chapitre 2 sera consacrée au pré dimensionnement des éléments et la descente de charge. On étudie dans le Chapitre 3 les éléments secondaires de la structure (balcons, escaliers, acrotère). L'étude des planchers est présentée dans le chapitre 4. Le chapitre 5 est consacré à l'étude dynamique. le chapitre 6 pour le calcul des éléments structuraux. Finalement, le chapitre 7 traite l'étude de l'infrastructure.



Chapitre I

Présentation du projet



I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste bâtiment (R+9) à usage d'habitation l'ossature est assurée par système de contreventement mixte (par des voiles et des portiques). le bâtiment est implanté à SETIF, c'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3. Caractéristiques de la structure

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan : 13.8m
- Longueur en plan : 23m
- Hauteur du RDC : 3.06m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m
- Hauteur totale : 30.6m

I.4. Données du site

Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Sétif donc dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le classement des RPA99/Version 2003. Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2. Le site est considéré comme meuble (S3) selon l'étude de sol.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version 2003**.

I.5.1 Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons ...)

La Composition courante d'1m³ du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons.
- 175,l d'eau de gâchage.

I.6. La résistance du béton :

I.6.1. La compression : BAEL 91 (Art. A.2.1, 11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.6.2. Traction :BAEL 91 (Art. 2.1, 12)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \quad f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

On adopte $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.7. Déformation longitudinale du béton :

I.7.1. Module de Déformation longitudinale instantané : C.B.A [A.2.1.2.1]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure a24 h, on admet a défaut de mesures, qu'a l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal a :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

I.7.2. Module de Déformation longitudinale différé : C.B.A [A.2.1.2.2]

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $E_{vj} = 10818.865$ MPa.

I.8. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$V = 0$: pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$V = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

I.9. Diagramme Déformation

I.9.1. Contrainte Du Béton: BAEL91 (art A.4 .3,4)

I.9.1.1. Etat limite ultime

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole - rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire. Les déformations du béton sont :

$$- \epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$- \epsilon_{bc2} = 3.5\text{‰} \quad \text{Si} \quad \rightarrow f_{cj} \leq 40\text{Mpa}$$

$$- \text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} \quad \text{Si} \quad \rightarrow f_{cj} \geq 40\text{Mpa}$$

la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

θ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ dans les autres cas.

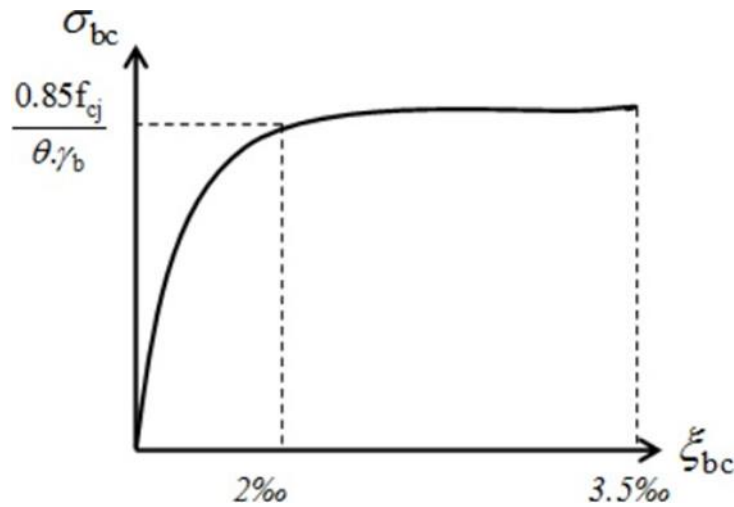


Figure I. 1. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U

I.9.1.2. Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

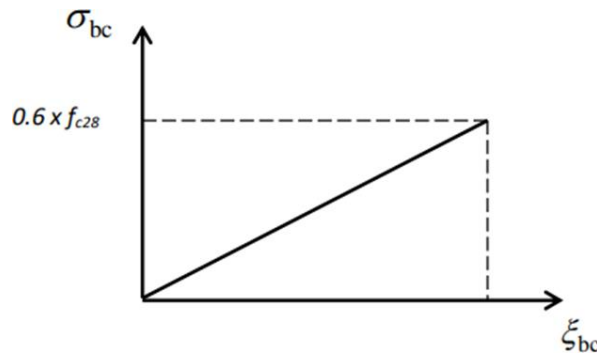


Figure I. 2. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.

I.10. Acier : BAEL 91(Art. A.2.2.) :

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400. Treillis soudés en fils lisse TLE 520. Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$.

I.11. Contrainte limite ultime de l'acier :

I.11.1 ELU :

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa}, \gamma_s : \text{coefficient de sécurité}$$

$$- \gamma_s = 1 \text{ situations accidentelles} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$- \gamma_s = 1.15 \text{ cas général} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

I.11.2. ELS :

I.12. Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en MPa
Fissuration peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : η $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\Phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ pour H.A de $\Phi < 6$ mm	$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\Phi > 8$ mm	$\bar{\sigma}_s = \inf (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Tableau I. 1. Contraintes limites de traction des aciers

I.13. Les sollicitations : BAEL91 (art A.3.2)

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

I.14. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

-Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

-Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8\times G\pm E \end{array} \right.$$

I.15. Règles et normes de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL 91).
- ✓ Règlement neige et vent (RNV 99).
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).

Chapitre II

Pre dimensionnement des elements et
descents de charges



II.1. Introduction:

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations, à savoir :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme. Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement BAEL & RPA.99.

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1 Planchers :

Le plancher proposé dans cette structure est un plancher à corps creux, ce choix est motivé par les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Poids léger des corps creux.
- Plus économique que les planchers en dalle pleine.

II.2.2. Condition de flèche: BAEL91 (art B.6.8, 424) :

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

On a : $L=500\text{cm}$

donc $\rightarrow h_t = 22,22\text{cm}$

Donc on adopte un plancher à corps creux de type 20+4

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h_c} = 20\text{cm} \rightarrow \text{la hauteur du corps creux.} \\ \mathbf{h_o} = 4\text{cm} \rightarrow \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

II.2.3. Les caractéristiques géométriques des poutrelles:

- ✓ Soit $b_0=10\text{cm}$
- ✓ Le corps creux est normalisé par une hauteur de 20 cm et une longueur de 55cm.
- ✓ La section en travée à considérer est une section en T.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivante :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10}\right)$$

L_n : la distance entre deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}=27,5 ; \frac{L}{10}=50\right)$$

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

$b = 2.b_1 + b_0 = 65\text{cm}$

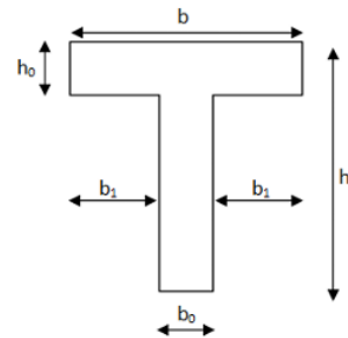


Figure II. 1. Coupe de nervure

Donc :

- $b=65\text{cm}$
- $h=24\text{cm}$
- $b_0=10\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $b_1=27,5\text{cm}$

II. 2.2 ESCALIER :

II.2.2.1. Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

II.2.2.2. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, car il s'agit d'un escalier à paillasse.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

II.2.2.3. Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

Avec :

h : hauteur de contre marche ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$)

g : largeur de la marche ($24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$)

On prend $h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$ $\longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{CV}$

➤ Nombre des marches : $N = \frac{H}{h}$

H : hauteur d'étage et RDC $\longrightarrow H=3,06\text{m}$

h : hauteur de la contre marche $\longrightarrow h = 17 \text{ cm}$.

$\longrightarrow N = \frac{306}{17} = 18$ (pour deux volée)

Pour une seule volée..... $N=9$

➤ Nombre de marches dans une volée :

$n=N-1 \longrightarrow n=8$ (8 marches par volée)

➤ Longueur de la volée :

$L = (n-1) \times g \longrightarrow L=240\text{cm}$

➤ Largeur du palier :

$5.8 - 2.4 = 3.4 \text{ m}$ (2 palier) $\longrightarrow 170 \text{ cm}$ (un palier de depart et un autre d'arrivee)

➤ Inclinaison de la paillasse :

$\text{tg}(\alpha) = \frac{n \times h}{L} \longrightarrow \text{tg}(\alpha) = 0,63 \longrightarrow \alpha = 32,5^\circ$

➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés. D'où :

$$e = L_{\max} \left(\frac{1}{30} ; \frac{1}{20} \right) \quad \text{avec } L_{\max} = 480\text{cm}$$

donc $\longrightarrow e = (15 ; 22.5) \longrightarrow e=18\text{cm}$

II.2.3. Balcon :

II.2.3.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

II.2.3.2. Hypothèse de calcul :

- Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

Le pré dimensionnement du balcon consiste à déterminer l'épaisseur de dalle :
Toutes les dalles utilisées comme balcon sont appuyées sur un seul appuis (console)

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{avec } L_x : \text{la petite portée de la dalle} = 100\text{cm}$$

$$e \geq 5\text{cm} \quad \Rightarrow e=12\text{cm}$$

II.2.4. L'acrotère:

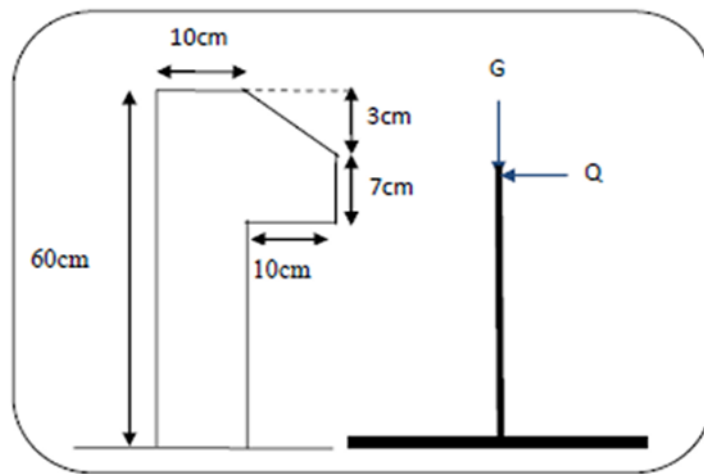


Figure II. 2. Schéma de l'acrotère

Les charges:

- G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire
- $G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$
- G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire
- $G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre $G = G1 + G2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml}$

$$G = 183.25 \text{ daN/ml}$$

Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2 : « "Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m. $Q \times 1\text{m} = 1 \text{ daN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible) ».

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

II.2.5. Les voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99. Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- L'épaisseur minimale des voiles doit être $e \geq 15\text{cm}$, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité.

II.2.5.1 Pré dimensionnement du voile

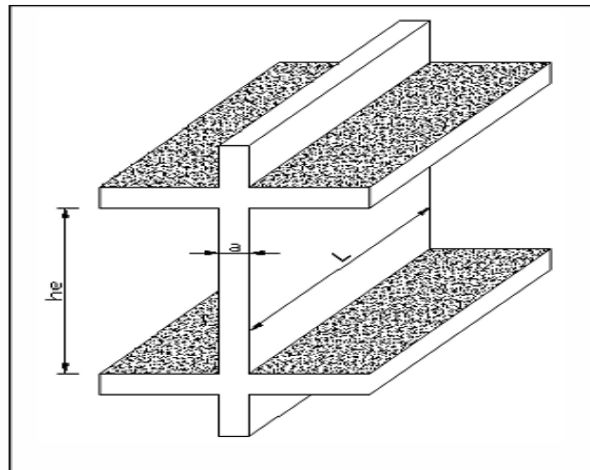


Figure II. 3. Coupe du voile en élévation

D'après le RPA 99 (article 7.7.1) :

Les voiles doivent satisfaire la condition : $L \geq 4a$ avec :

a : L'épaisseur du voile.

L : La longueur du voile.

On a 2 types de voiles :

- Voile1 : ($L=2m$)
 $h_e=3,06-0,5=2,56\text{ m}$, $a \geq \frac{h_e}{20}=12,8\text{cm}$

On prend un voile d'épaisseur **$a = 15\text{cm}$**

- Voiles2 : ($L=1,5m$)

On prend un voile d'épaisseur **$a = 15\text{cm}$**

II.2.6. Les poutres :

II.2.6.1. Poutre principales : (Pp)

➤ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

avec L_{max} : la plus grande portée. $\longrightarrow L_{max} = 580\text{cm}$

$$h = (38,66 \div 58) \longrightarrow \text{on prend } h = 50\text{cm}$$

$$b = (0,30 \div 0,40) h \longrightarrow b = (15 \div 20) \longrightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm}$$

➤ Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b < 4 \longrightarrow 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales (PP) égale à **(30×50) cm²**

a) Poutre secondaires: (Ps)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

avec L_{max} : la plus grande portée. $\longrightarrow L_{max} = 580\text{cm}$

$$h = (38,66 \div 58) \longrightarrow \text{on prend } h = 40\text{cm}$$

$$b = (0,30 \div 0,40) h \longrightarrow b = (13,5 \div 16) \longrightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm}$$

➤ Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b < 4 \longrightarrow 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales (PP) égale à **(30×40) cm²**

Poutres	Section (cm ²)
Principale	30×50
Secondaire	30×40

II.2.7. Poteaux :

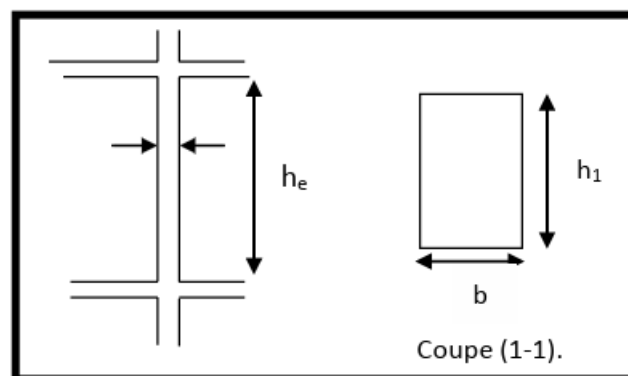


Figure II. 4. Hauteur libre d'étage.

Les poteaux des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charge ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation. Selon les règles (BAEL) on a : pour un élément encastré

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

avec

l_f : la hauteur de flambement du poteau.

h_0 : la hauteur d'étage sans prendre en compte la hauteur h de la section de la poutre

$$h_0 = 3,06 - 0,5 = 2,56\text{m} \longrightarrow l_f = 0,7 \times 2,56 \longrightarrow l_f = 1,792\text{m}$$

Condition : $\text{Max} (\lambda_x ; \lambda_y) \leq 70$

$$\text{Avec : } \lambda_x = 3,46 \times \frac{l_f}{b_i}, \quad \lambda_y = 3,46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$$\text{On a : } \lambda_x = 3,46 \times \frac{l_f}{b_i} \longrightarrow b_i \geq \frac{3,46 \times l_f}{70} \longrightarrow b_i \geq \frac{3,46 \times 1,79,2}{70}$$

$$\longrightarrow b_i \geq 8,85\text{cm} \quad \text{on prend } b_i = 60\text{cm}$$

Soit $b_i = h_i$ donc on adopte une section du poteau **(60×60) cm²**

➤ Selon les règles (RPA99/v.2003) :

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \implies 60\text{ cm} \geq 25\text{cm} \quad (\text{c.v})$
- $\text{Min} (b, h) \geq h_e/20 \implies 60\text{ cm} > 15.3\text{ cm} \quad (\text{c.v})$
- $1/4 < b/h < 4 \implies 0.25 < 1 < 4 \quad (\text{c.v})$

II.2.3. Conclusion :

Elements	Section (cm ²)
Planchers	20+4
Poutres principales	(30×50)
Poutre secondaire	(30×40)
Poteaux	(60×60)
Voiles	15cm

II.3. Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation :

II.3.1. Les charges :

II.3.1.1. L'acrotère :

Eléments	Charges G (kN/m ²)	Charges Q (kN/m ²)
acrotère	1,83	1

II.3.1.2. Planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

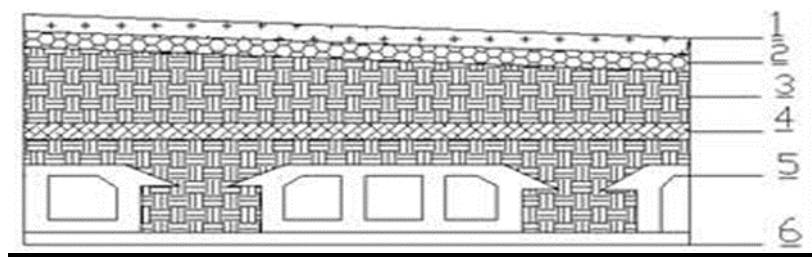


Figure II. 5. Planché terrasse.

N°	Désignation	e (m)	γ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique en Polystyrène	0.04	4	0.16
4	Béton de pente	0.1	22	2.20
5	Plancher à corps creux	16+4	14	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				GT =6.28

Tableau II. 1. Charge due aux planchers terrasse inaccessible

Charges sur plancher $G = 6.28 \text{ KN/m}^2$

Surcharge sur plancher $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

- Plancher courant à etage courant :

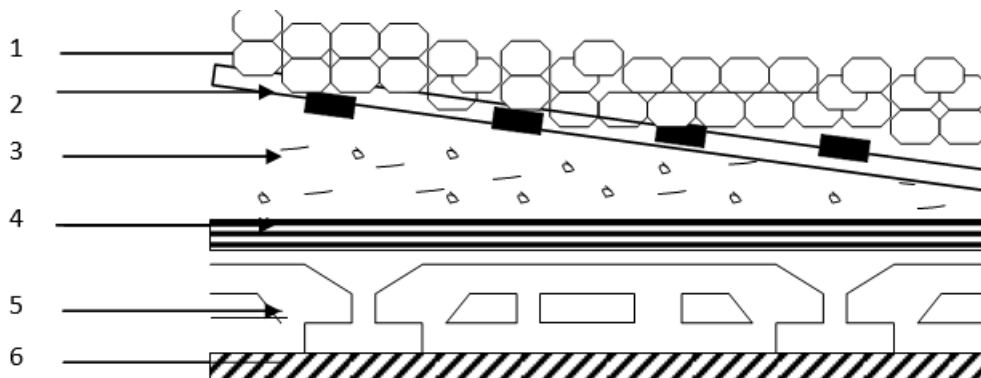


Figure II. 6. Coupe Plancher étage

N	Désignation	e (m)	γ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Isolant phonique	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	(16+4)	14	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieures	/	/	1.00
				GE = 5.20

Tableau II. 2. charge permanente due aux planchers étage courante.

- Charge sur plancher.....G = 5.20 kN/m²
- Surcharge sur plancher.....Q = 1.50 kN/m²

II.3.1.3. Balcon :

N°	Désignation	e (m)	γ (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle en béton armé	0.14	25	3.5
4	Enduit en ciment	0.02	22	0.44
				G = 4.74

Tableau II. 3. Charge permanente d'un balcon

- Charge sur plancher.....G = 4.80 kN/m²
- Surcharge sur plancher.....Q = 3.50 kN/m²

II.3.1.4. Escaliers :

Pour le paillasse :

N°	Désignations	e (m)	y (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0,04	20	0.8
2	Poids des marches	0,17/2	22	1.87
3	Poids de la paillasse	0,18	25	4.5
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
				G ₁ = 7.37 kN/m ²

Tableau II. 4. Charge permanente d'une volée (paillasse)

- **Charge sur la paillasse..... G = 7.37 KN/m²**
- **Surcharge de la paillasseQ = 2.50 KN/m²**

Pour le palier de repos :

N°	Désignations	e (m)	y (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0,04	20	0.8
2	Poids du palier	0,18	25	4.5
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
				G = 5.50

Tableau II. 5. Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

- **Charge sur le palier.....G = 5.50 KN/m²**
- **Surcharge du palier.....Q = 2.50 KN/m²**

II.3.1.5. Les murs :

Murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.20
Charge permanente G			1.30 (KN/m ²)

Tableau II. 6. Charge permanente d'un mur intérieur

II.3.1.6. Murs extérieurs :

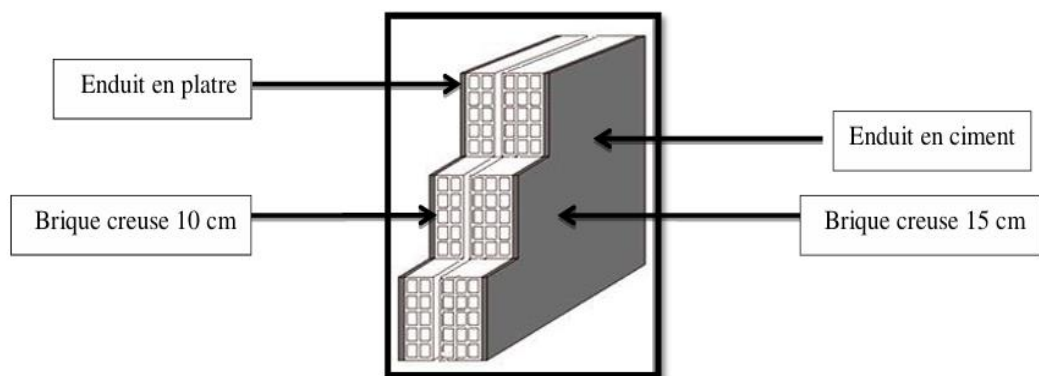


Figure II. 7. schéma du Mur extérieur

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en platre	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Brique creuse	0.15	1.30
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			2.76(KN/m ²)

Tableau II. 7. Charge permanente d'un mur extérieur.

II.3.1.7. Conclusion :

Elements	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
L'acrotère	1.83	1
Plancher terrasse inaccessible	6.28	1
Plancher courant	5.20	1.5
L'escalier - Palier -	5.50	2.50
L'escalier - Paillasse -	7.37	2.50
Murs intérieur	1.30	-
Murs extérieurs	2.76	-

Tableau II. 8. Résumé des charges permanentes et d'exploitation.

II.4. Descente des charges :

Dans la descente des charges on étudie 2 cas de poteaux, un poteau d'angle, et un poteau intermédiaire, pour assurer le dimensionnement de la section du poteau le plus sollicité.

- Rôle de descente de charge :

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

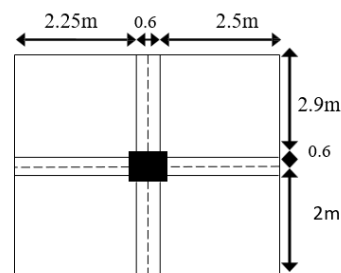
- Poteaux intermédiaire (E-2) :

Surface afférente

$$S_G = (2.25 + 2.5) \times (2.9 + 2) = 23.275 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.25 + 0.6 + 2.5) \times (2.9 + 0.6 + 2) = 29.425 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 29.425 - (0.6 \times 0.6) = 29.0625 \text{ m}^2$$



Eléments	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse : $23.275 \times 6.28 = 146.167$ Poutre principale : $0.30 \times 0.50 \times 25 \times 4.9 = 18.375$ Poutre secondaire: $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.75 = 14.25$	178.792	$29.0625 \times 1 = 29.0625$
-Venant 1-1 : 178.792 Poteau : $(0.60 \times 0.60) \times 3.06 \times 25 = 27.54$	206.332	29.0625
-Venant 2-2 : 206.332 Plancher étage courant : $5.2 \times 23.275 = 121.03$ Poutres.P : 18.375 Poutres.S: 14.25	359.987	$29.0625 + (29.0625 \times 1.5) = 72.656$
-Venant 3-3 : 359.987 Poteau : 27.54	387.527	72.656
-Venant 4-4 : 387.527 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	541.182	$72.656 + (43.593 \times 0.9)$
-Venant 5-5 : 541.182 Poteau : 27.54	568.722	111.889
-Venant 6-6 : 568.722 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	722.377	$72.656 + (43.593 \times 0.8)$
-Venant 7-7 : 722.377 Poteau : 27.54	749.917	107.530
-Venant 8-8 : 749.917 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	903.572	$72.656 + (43.593 \times 0.7)$
-Venant 9-9 : 903.572 Poteau : 27.54	931.112	103.171
-Venant 10-10 : 931.112 Plancher E.C+P.p+P : 153.655	1084.767	$72.656 + (43.593 \times 0.6)$
-Venant 11-11 : 1084.767 Poteau: 27.54	1112.307	98.811
-Venant 12-12 : 1112.307 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	1265.962	$72.656 + (43.593 \times 0.5)$
-Venant 13-13 : 1265.962 Poteau : 27.54	1293.502	98.811
-Venant 14-14 : 1293.502 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	1447.157	$72.656 + (43.593 \times 0.5)$
-Venant 15-15 : 1447.157 Poteau : 27.54	1474.697	98.811
-Venant 16-16 : 1474.697 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	1628.352	$72.656 + (43.593 \times 0.5)$

-Venant 17-17 : 1628.352 Poteau : 27.54	1655.892	98.811
Venant 18-18 : 1655.892 Plancher E.C+P.p+P.s: 153.655	1809.547	98.811
-Venant 19-19: 1809.547 Poteau : 27.54	1837.087	98.811

$$G = 1837.087 \text{ KN}$$

$$Q = 98.811 \text{ KN}$$

ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1837.087 + 1.5 \times 98.811$$

$$N_u = 2628.283 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_S = N_G + N_Q$$

$$N_S = 1935.898 \text{ KN}$$

Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.1.3.3) :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \text{ avec :}$$

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: est la section brute du poteau.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$AN : V = \frac{1935.898 \times 10^3}{600 \times 600 \times 25} = 0.215 < 0.3 \dots \dots \dots CV$$

- Vérification de la section de poteau: BAEL 91(B.8.4,1) :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b} ; \lambda_y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} \text{ comme } h=b \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14\text{m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{2,14}{0,60} = 12,35 \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

α : est un coefficient en fonction de l'élancement mécanique ».

B_r : section brute du poteaux

$$B_r = (60-2)(60-2) = 3364 \text{ cm}^2$$

A: est la section d'acier comprimé, elle est prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8 \times (b+h)}{100} = \frac{8 \times (600+600)}{100} = 96\text{mm}^2 \\ \frac{0,2 \times b \times h}{100} = \frac{0,2 \times 600 \times 600}{100} = 720\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 720\text{mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,9\%B \quad (\text{zone IIb et zone III .RPA. Art.7.4.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,9 \times \frac{600 \times 600}{100} = 3240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } A = 3240 \text{ mm}^2$$

$$AN : \bar{N} = 0,82 \left(\frac{3364 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 3240 \frac{400}{1,15} \right) = 6,032 \times 10^6 \text{N}$$

$$= 6,032 \times 10^3 \text{KN}$$

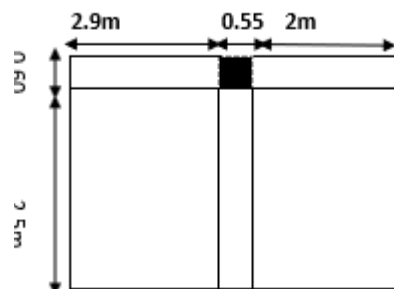
$$N_u = 2628,283 \text{ KN} < \bar{N} = 5,04 \times 10^3 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

- Poteaux de rive (F-2)

$$SG = (2,5) \times (2,9+2) = 12,25\text{m}^2$$

$$SQ = (2,9+0,60+2) \times (2,5+60) = 17,05\text{m}^2$$

$$SQ1 = 17,05 - (0,60 \times 0,60) = 16,69\text{m}^2$$



Eléments	G (KN)	Q (KN)	
Plancher terrasse : $12.25 \times 6.28 = 76.93$ Poutre principale : $0.30 \times 0.50 \times 25 \times 4.9 = 18.375$ Poutre secondaire: $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.5 = 7.5$ Acrotère : $1.83 \times 1.53 = 2.799$	105.604	$(16.69 \times 1) = 16.69$	
-Venant 1-1 : 105.604 Poteau : $(0.55 \times 0.55) \times 3.06 \times 25 = 23.141$	128.745	16.69	
-Venant 2-2 : 128.745 Plancher étage courant : $5.2 \times 12.25 = 63.7$ Poutres.P : 18.375 Poutres.S: 7.5	218.32	$16.69 + (16.69 \times 1.5) = 41.725$	
-Venant 3-3 : 218.32 Poteau : 23.141	241.461	41.725	
-Venant 4-4 : 241.461 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	331.036	$41.725 + (25.035 \times 0.9)$	
-Venant 5-5 : 331.036 Poteau : 23.141	354.177	64.256	
-Venant 6-6 : 354.177 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	443.752	$41.725 + (25.035 \times 0.8)$	
-Venant 7-7 : 443.752 Poteau : 23.141	466.893	61.753	
-Venant 8-8 : 466.893 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	556.468	$41.725 + (25.035 \times 0.7)$	
-Venant 9-9 : 556.468 Poteau : 23.141	579.609	59.249	
-Venant 10-10 : 579.609 Plancher E.C+P.p+P : 89.575	669.184	$41.725 + (25.035 \times 0.6)$	
-Venant 11-11 : 669.184 Poteau: 23.141	692.325	56.746	
-Venant 12-12 : 692.325 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	781.9	$41.725 + (25.035 \times 0.5)$	
-Venant 13-13 : 781.9 Poteau : 23.141	805.041	54.021	
-Venant 14-14 : 805.041 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	894.616	$41.555 + (24.933 \times 0.5)$	
-Venant 15-15 : 894.616 Poteau : 23.141	917.757	54.242	
-Venant 16-16 : 917.757 Plancher E.C+P.p+P.s: 89.575	1007.332	$41.725 + (25.035 \times 0.5)$	

$$G = 1143.189 \text{ KN}$$

$$Q = 54.242 \text{ KN}$$

ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1143.189 + 1.5 \times 54.242$$

$$N_u = 1624.668 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_S = N_G + N_Q \longrightarrow N_S = 1197.43 \text{ KN}$$

Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.1.3.3) :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \text{ avec :}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : est la section brute du poteau.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$AN : V = \frac{1197.43 \times 10^3}{600 \times 600 \times 25} = 0.133 > 0.3 \dots \dots \dots CV$$

Vérification de la section de poteau: BAEL 91(B.8.4,1) :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

α : est un coefficient en fonction de l'élancement mécanique ».

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b} ; \lambda_y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} \text{ comme } h=b \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

$$l_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.55} = 13.47 \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

B_r : section brute du poteaux

$$B_r = (60-2)(60-2) = 3364 \text{ cm}^2$$

A: est la section d'acier comprimé, elle est prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left[\begin{array}{l} \frac{8 \times (b+h)}{100} = \frac{8 \times (600+600)}{100} = 96 \text{ mm}^2 \\ \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 600 \times 600}{100} = 720 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 720 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9\%B \quad (\text{zone IIb et zone III .RPA. Art.7.4.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9 \times \frac{600 \times 600}{100} = 3240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } A = 3240 \text{ mm}^2$$

$$AN : \bar{N} = 0.82 \left(\frac{3364 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 3240 \frac{400}{1.15} \right) = 6.03 \times 10^6 \text{ N}$$

$$= 6.03 \times 10^3 \text{ KN}$$

$$N_u = 1624.668 \text{ KN} < \bar{N} = 5.03 \times 10^3 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc on adopte la section du poteaux (60×60)cm



Chapitre III

Etude des éléments secondaires



III.1. Introduction

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.2. Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

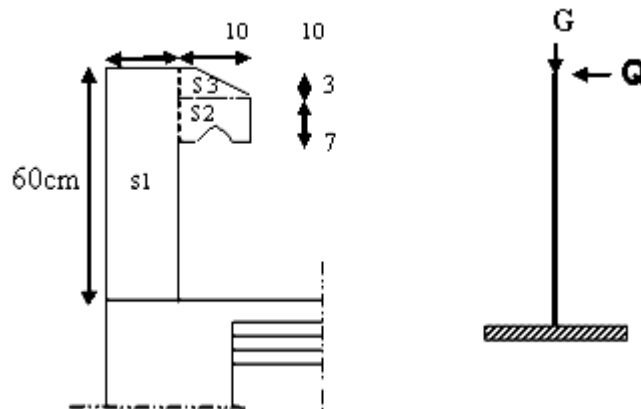


Figure III. 1. schéma isostatique de l'acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

- **Surface:**

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

- **Charge:**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

- **Surcharge:**

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : facteur de force horizontale.
- Groupe 2, zone (II.a) donc :
- $A = 0.15$ selon le tableau 4.1
- $C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :
- $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml}$.
- $F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}$.
- $G = 183.25 \text{ da N/ml}$ $Q = 100 \text{ da N/ml}$
- $M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$
- D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$

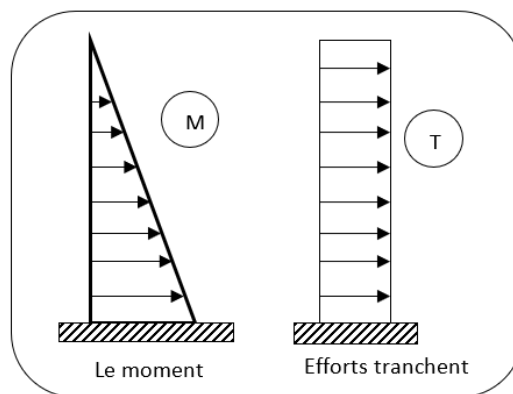


Figure III. 2. schéma isostatique de l'acrotère

- **Sollicitation:**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = G = 183.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

- **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml ;}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

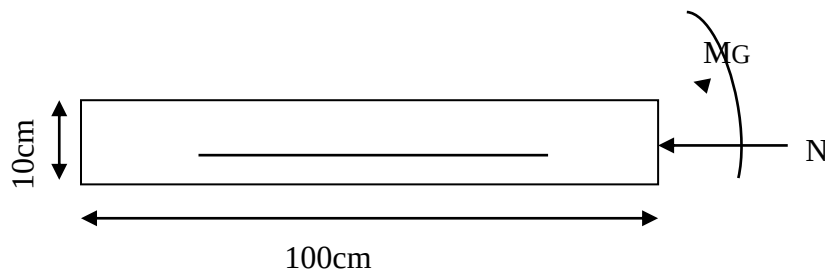
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.3. Calcul de ferrailage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \longrightarrow \text{comme } e > \frac{h}{2} \text{ donc :}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

III.3.1. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_\ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{SC}' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

III.3.2. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$; $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.0134	0.017	0.993	0.387	0.334

Tableau III. 1. Tab Récapitulatif résultats des sollicitations de balcon.

E.L.S :

III.3.3. Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{ m} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

III.3.4. Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 636.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{348 \times 100 \times (7)^2} = 0.0004 < \mu \ell = 0.392$$

$$\mu = 0.0004 \longrightarrow \alpha = 0.0005 \longrightarrow \beta = 0.99$$

$$K = 0.0095$$

$$\sigma_b = K \times \bar{\sigma}_s = 0.0095 \times 201.63 \longrightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Comme : } \sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{636.65}{201.63 \times 0.99 \times 7} = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.3.5. Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N^{ser}}{100 \cdot \bar{\sigma}_s} \longrightarrow A^{ser} = 0.45 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63}$$

$$A^{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.3.6. Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow A^{min} \geq 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) \longrightarrow A = A^{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

III.3.7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} ; \frac{1}{2} \right) A^l \longleftrightarrow A^r = (0.35 \div 0.705)$$

On adopte $A^r = 3 \text{ } \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

Espacement Des Armatures :

$$A_t = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

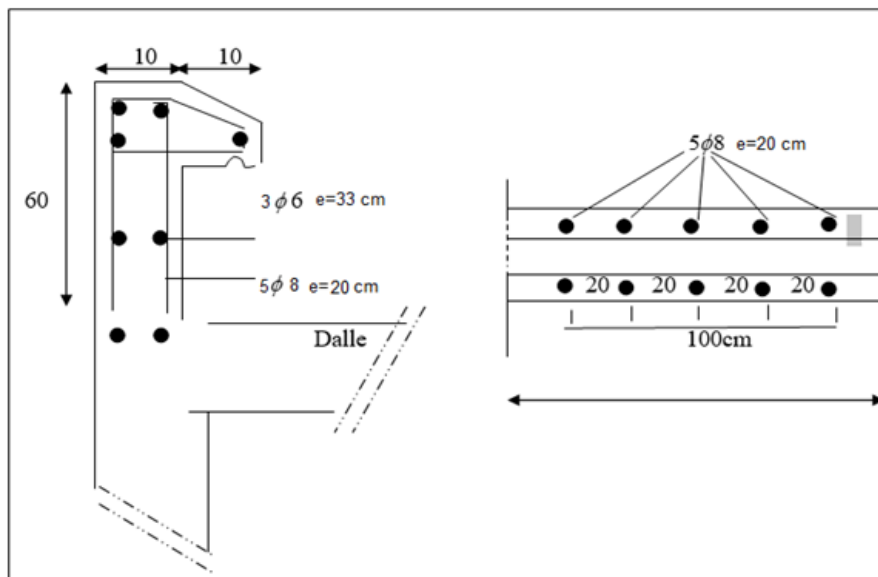


Figure III. 3. Schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.4. Balcon :

1.1 Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : Charge concentrée due au poids des murs extérieurs.

Balcon accessible:

- Charge permanente $G = 4800 \text{ N/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

Murs extérieurs:

La hauteur du mur : $h = 1.20 \text{ m}$

On prend une bande de 1 m.

- $P = 2760 \times 1.20 \times 1 = 3312 \text{ N}$

$$\longrightarrow M_u = (1.35G + 1.5Q) \frac{L^2}{2} + 1.35PL$$

$$M_u = (1.35 \times 4800 + 1.5 \times 3500) \frac{1^2}{2} + 1.35 \times 3312 \times 1$$

$$M_u = 9461.95 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \frac{L^2}{2} + PL \longrightarrow M_{\text{ser}} = 7462 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1.35G + 1.5Q) L + 1.35P$$

$$T_u = (1.35 \times 4800 + 1.5 \times 3500) \times 1 + 1.35 \times 3312$$

$$\longrightarrow T_u = 16201.2 \text{ N}$$

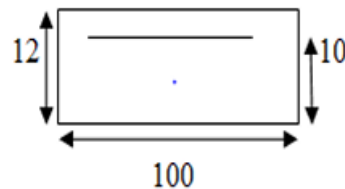
III.4.1. Les sollicitations du balcon :

	M (N.m)	Tu (N)
E.L.U	9461.95	16201.2
E.L.S	7462	-

III.4.2. calcul du ferrailage :

➤ ELU :

On prend $C=2\text{cm}$; $d = h - C = 12 - 2 = 10\text{cm}$



$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9461.95}{14.2 \times 100 \times (10)^2} = 0.066 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.966$$

$$A_1^u = \frac{9461.95}{348 \times 0.996 \times 10} = 2.73 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
La condition suivante doit être remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = \frac{9461.95}{7462} = 1.268$$

$$\rightarrow \text{AN : } \bar{\alpha} = \frac{1.268 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \bar{\alpha} = 0.384$$

Donc $\alpha = 0.085 < \bar{\alpha} = 0.384 \dots\dots\dots(\text{CV})$

III.5. Les vérifications :

III.5.1. Pourcentage minimal : BAEL 91 (Art. B.5.3.1)

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

III.5.2. Condition de non fragilité : BAEL 91 (art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

III.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 (Art.5.1)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16201.2}{1000 \times 100} = 0.162 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciale donc :

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{su} = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Comme $\tau_{su} \geq \tau_u \longrightarrow$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• Tableaux récapitulatif :

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adpte}}(\text{cm}^2)$
2.73	1.2	2.5	2.73	4HA12 = 4.52

Tableau III. 2. Récapitulatif résultats des sollicitations de balcon.

III.5.4. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_r = 2.01 \text{ cm}^2 (4\text{HA}8)$$

III.5.4.1. Espacement entre les armatures : BAEL 91 (Art. A.8.2, 42)

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.6. Vérification de la flèche : CBA 93 (Art. 6.5.1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{12}{100} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(\text{CV})$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 10} = 0.0045 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots(\text{CV})$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.7. Présentation du ferrailage :

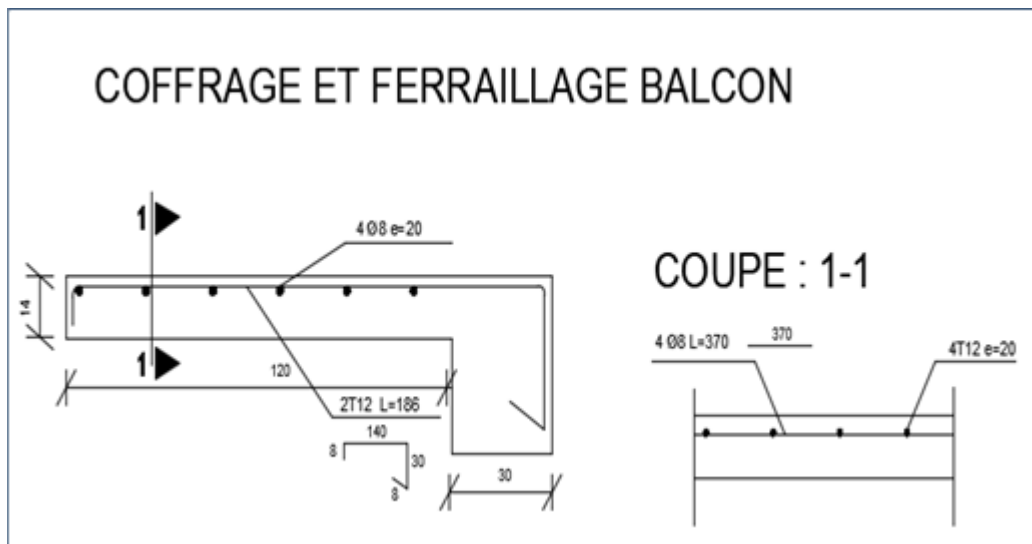


Figure III. 4. schéma de ferrailage du balcon

III.8. Escalier :

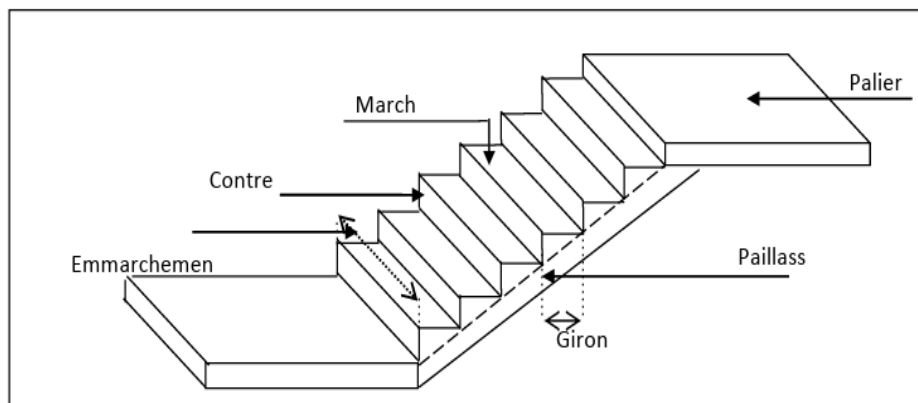
III.8.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches. C'est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.8.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.



III.8.3. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III.8.4. Combinaisons d'action:

⚡ Paillasse:

- Charge sur la paillasse $G = 7370 \text{ N/m}^2 \Rightarrow G = 7370 \times 1 = 7370 \text{ N/ml}$
- Surcharge de la paillasse $Q = 2500 \text{ N/m}^2 \Rightarrow Q = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

➤ ELU :

$$P_U = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow P_U = 1.35 \times 7370 + 1.5 \times 2500$$

$$P_u = 13699.5 \text{ N}$$

➤ ELS :

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 7370 + 2500$$

$$P_{\text{ser}} = 9870 \text{ N}$$

✚ Palier :

- Charge sur la paillasse $G = 5500 \text{ N/m}^2 \Rightarrow G = 7370 \times 1 = 7370 \text{ N/ml}$
- Surcharge de la paillasse $Q = 2500 \text{ N/m}^2 \Rightarrow Q = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

➤ ELU :

$$P_U = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow P_U = 1.35 \times 5500 + 1.5 \times 2500$$

$$P_u = 11175 \text{ N}$$

➤ ELS :

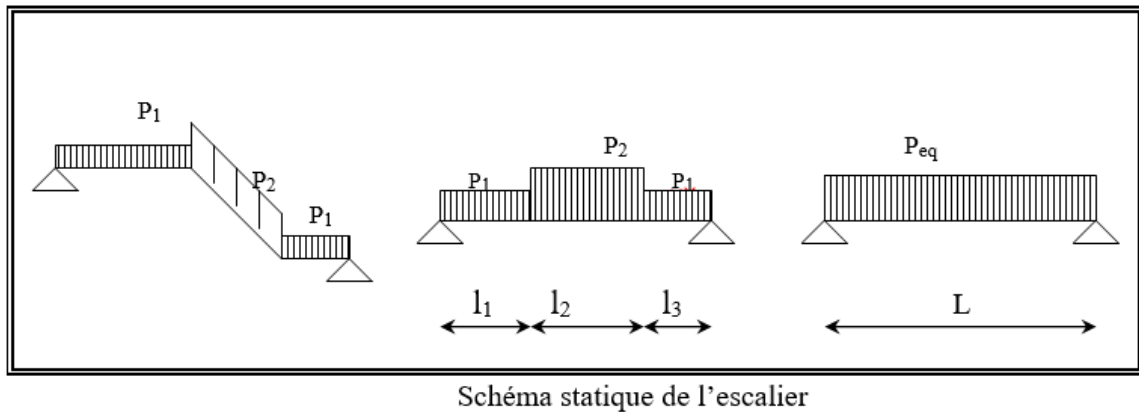
$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 5500 + 2500$$

$$P_{\text{ser}} = 8000 \text{ N}$$

Désignation	Paillasse (N/ml)	Palier (N/ml)
ELU	13699.5	11175
ELS	9870	8000

Figure III. 5. Tab Récapitulatif résultats des combinaisons.

✚ Schéma statique :



Avec : $L_1 = L_3 = 170 \text{ cm}$; $L_2 = 240 \text{ cm}$

III.8.5. Charge équivalente la pailleasse :

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 + P_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{P_{eq} \cdot L^2}{8}$

L'effort tranchant : $T_U = \frac{P_{eq} \cdot L}{2}$

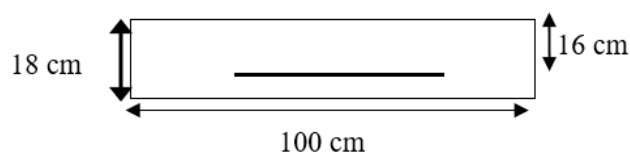
Désignation	P_{eq} (N/ml)	M_0 (N.m)	$M^a = 0.3 M_0$	$M^t = 0.85 M_0$	T_U (N)
ELU	12219.62	51383.5	15415.05	43675.97	35436.89
ELS	8773.79	36893.78	11068.13	31359.71	25443.99

Tableau III. 3. Tab Récapitulatif résultats des combinaisons.

III.8.6. Calcul des armature:

$h = 18 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - c = 16 \text{ cm}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$



➤ ELU : (en traveé)

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{43675.97}{14.2 \times 100 \times (16)^2} = 0.12 < \mu \ell = 0.3$$

La section est simplement armée ➡ A'=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.936$$

$$A_t^u = \frac{43675.97}{348 \times 0.996 \times 16} = 7.87 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15415.05}{14.2 \times 100 \times (16)^2} = 0.042 < \mu \ell = 0.3$$

La section est simplement armée ➡ A'=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.978$$

$$A_a^u = \frac{15415.05}{348 \times 0.996 \times 12} = 3.70 \text{ cm}^2$$

Element	M _U (N.m)	μ	β	A_{cal}^u (cm ²)
Traveé	43675.97	0.12	0.936	7.87
Appuis	15415.05	0.042	0.978	3.70

Tableau III. 4. Tab récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

ELS :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \longrightarrow \gamma = \frac{43675.97}{31359.71} = 1.392$

$\longrightarrow$ AN : $\bar{\alpha} = \frac{1.392-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \bar{\alpha} = 0.946$

Donc $\alpha = 0.053 < \bar{\alpha} = 0.946 \dots\dots\dots(CV)$

III.8.7. Conditions de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\longrightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

III.8.9. Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^1 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\longrightarrow A_{min}^1 \geq 0.001 \times 100 \times 18 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Elment	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix
Traveé	7.87	1.932	1.8	7.87	7.87	4HA16
appuis	3.70	1.932	1.8	3.70	3.70	3HA14

Tableau III. 5. Tab Récapitulatif résultats du ferrailage.

III.8.10. Les armatures de répartition :

En travée : $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{7.87}{4} = 1.96$ soit 3HA10 = 2.36 cm²

En appuis : $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{3.70}{4} = 0.92$ soit 2HA8 = 1.01 cm²

III.8.11. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \longrightarrow \tau_u = \frac{35436.89}{100.160} = 2.21 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 ; 5) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.21 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

III.8.13. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{18}{480} = 0.037 < \frac{43675.97}{10.51383.5} = 0.085 \dots \dots \dots (\text{C.N.V}).$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.87}{100.16} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{480} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots (\text{C.N.V})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

III.8.14. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} \quad \text{avec } \eta = \text{coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$y_G = \frac{100 \cdot \frac{18^2}{2} + 15 \times 13.57 \times 16}{100.18 + 15 \cdot 13.57} \longrightarrow y_G = 9.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors } y'_G = h - y_G \longrightarrow y'_G = 18 - 9.71 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$\delta = d - y_G \longrightarrow \delta = 16 - 9.71 = 6.29 \text{ cm}^2$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \times 7.87(16 - 9.71^2)$$

$$I = 39358.56 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 100 \times 18 \times \left(\frac{18}{2} - 9.71\right)^2 + 15 \times 7.87 \times (16 - 9.71)^2$$

$$I_0 = 54177.92 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \text{ avec } \rho = \frac{A}{d \times b_0} \longrightarrow \rho = \frac{7.87}{16 \times 100} = 0.0049$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0049} = 4.28 \text{ MPa}$$

- Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3)0.0049} = 1.71$$

- Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{2(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanent

$$g = \frac{2 \times 5.5 \times 1.7 + 7.37 \times 2.4}{3.4 + 2.4} = 6.27 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente sans revêtement.

$$j = \frac{2 \times 5.3 \times 1.7 + 7.17 \times 2.4}{3.4 + 2.4} = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = g + Q \longrightarrow \rho = 6.27 + 2.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.27 \times 5.8^2}{8} = 22.41 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.39 \times 5.8^2}{8} = 22.83 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8.77 \times 5.8^2}{8} = 31.34 \text{ N.}$$

- Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.49 \longrightarrow \beta_1 = 0.869$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{22.41 \times 10^3}{7.87 \times 0.869 \times 16} = 204.79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{22.83 \times 10^3}{7.87 \times 0.869 \times 16} = 208.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^\rho = \frac{M_\rho}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{31.34 \times 10^3}{7.89 \times 0.869 \times 16} = 206.40 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de coefficient « μ »:**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 118.77) + 2.1} = 0.99$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 121) + 2.1} = 0.991$$

$$\mu_\rho = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^\rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 166.1) + 2.1} = 0.993$$

- **Moment d'inertie fictifs:**

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1.1 \times 0.99)} = 31817.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (2.5 \times 0.99)} = 18220.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1 \times 0.991)} = 31801.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^\rho = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_\rho} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1 \times 0.993)} = 31769.55 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche:**

$$\text{On a: } E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{22.41 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31817.44} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}^g} = \frac{22.41 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 18220.63} = 3.82 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^j} = \frac{22.83 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31801.46} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f_v^p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^p} = \frac{31.34 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31769.55} = 3.06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = f_v^g - f_i^j + f_i^p - f_i^g < f_{adm}$$

$$2.19 - 2.19 + 3.82 - 3.06 = 0.76 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 + \frac{580}{1000} = 1.08 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

- **Présentation du ferrailage de l'escalier :**

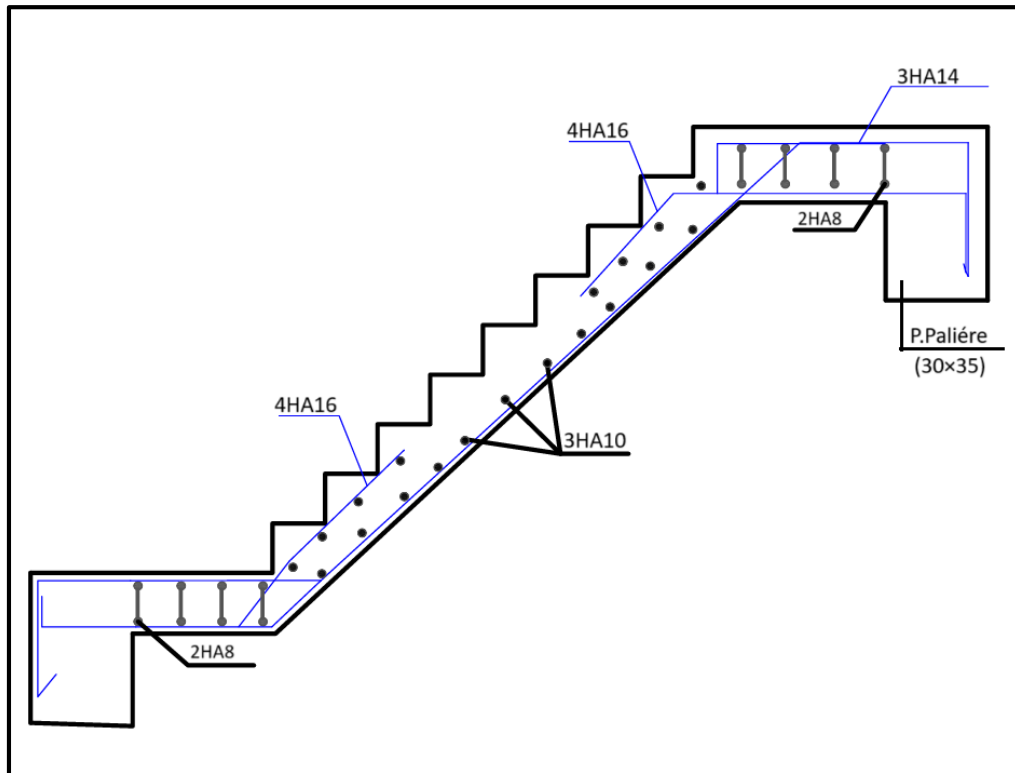


Figure III. 6. Schéma du ferrailage des escaliers.

III.9. La poutre palière :

III.9.1. Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le BAEL 91 A partir de la condition du flèche. La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \leftrightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45 \quad \text{donc on prend } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \leftrightarrow 16 \leq b \leq 32 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b < 4 \longrightarrow 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on choisie une section de la poutre palière **(30×35) cm²**

Les charges:

- Poids propre de la poutre :

$$g = b \cdot h \cdot \gamma = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN}$$

- La réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 12.21 \times \frac{4.8}{2} = 29.3 \text{ KN/ml}$$

- La surcharge :

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{4.8}{2} = 6 \text{ KN/ml}$$

- Poids du mur :

$$g_m = 2.76 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.4 \right) = 3.11 \text{ KN/ml}$$

III.9.2. Calcul de la poutre à la flexion:

➤ **Combinaisons d'actions :**

ELU	Pu	$1.35(g + P + gm) + 1.5q$	56.8 (KN.m)
ELS	Pser	$(g + P + gm) + q$	41.41 (KN.m)

Tableau III. 6. Récapitulatif résultats des combinaisons.

III.9.3. Les sollicitations:

	$M0 = \frac{Pl^2}{8}$ (KN.m)	Ma=0.3M0	Mt=0.85M0	$Tu = \frac{Pl}{2}$
E.L.U	109.58	49.07	93.15	136.32
E.L.S	119.26	35.77	101.37	99.38

Tableau III. 7. Récapitulatif résultats des combinaisons.

III.9.4. Calcul de ferrailage:

➤ **ELU:**

L'enrobage :

$\Rightarrow C = 3\text{cm} \Rightarrow d = h - 3 \Rightarrow d = 35 - 3 = 32 \text{ cm.}$

- $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0 \Rightarrow$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $\beta = (1 - 0.4\alpha)$
- $A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

	M_u	μ	α	β	A_{cal}
<i>Travée</i>	139.04	0.23	0.33	0.87	1.97
<i>Appui</i>	49.07	0.081	0.11	0.96	3.96

Tableau III. 8. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

➤ **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow$ Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est : $\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	139.04	101.37	1.37	25	0.33	0.436	CV
Appuis	49.07	35.77	1.37	25	0.11	0.437	CV

Tableau III. 9. Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

III.9.5. Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22:

$$A'_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A'_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

III.9.6. Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4):

$$A_{min}'' \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{min}'' \geq 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(A'_{min}; A_{min}'') = A'_{min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{min}''(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Travée	1.97	1.34	1.2	1.97	4HA8=2.01
Appuis	3.96	1.34	1.2	3.96	4HA12=4.52

Tableau III. 10. Récapitulatif résultats du ferrailage.

III.9.7. Vérification de l'effort tranchant: BAEL 91 (A.5.1)

$$\bullet \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{136.32 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.22 \text{ Mpa}$$

- les fissurations peu nuisibles, donc:

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min[3; 33; 5] = 3.33 \text{ Mpa}$$

Alors: $1.22 < 3.33 \text{ Mpa (CV)}$

III.9.8. Les armatures transversales: RPA 99/version 2003 (7.5.2.2)

- **Zone nodale:**

$$S_t = \min (h/4; 12\phi_l) = \min (10; 36) = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003. S_t.b \Rightarrow A_t = 0,003. 10. 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

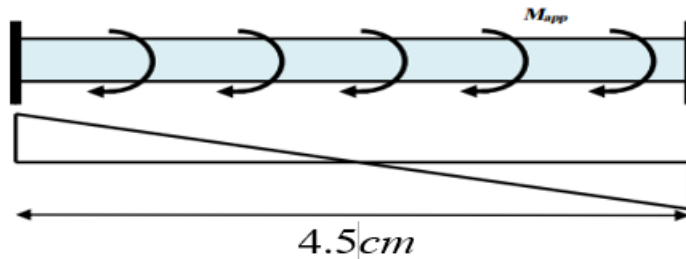
- **Zone courante:**

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003. S_t.b \Rightarrow A_t = 0,003. 20. 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

III.9.9. Calcul de la poutre palière à la torsion:



La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier:

$$T_u = M_a (\text{escalier}) = 15.41 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale:

$$M_{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 15.41 \times \frac{5.8}{2} = 44.68 \text{ KN.m}$$

III.9.10. Vérification de béton:

III.9.10.1. Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale au $\frac{1}{6}$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \quad \text{formule de "Rausch"}$$

$T_u = \text{Moment de torsion } (T_u = 15.41 \text{ KN.m}) = 15410 \text{ N.m}$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : aire de contour à mi-épaisseur

$$\Omega = (40-5)(30-5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{15410}{2 \times 875 \times 5} = 1.76 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{ultim})^2 \text{ section pleine}$$

$$\Rightarrow 1.22^2 + 1.76^2 \leq 3.33^2 \Rightarrow 4.58 < 11.09 \dots (CV)$$

III.9.11. Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{120 \times 15410}{2 \times 875 \times 348} = 3.03 \text{ cm}^2 \gg \text{On adopte } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2[(b - b_t) + (h - b_t)]$$

$$= 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

III.9.12. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{15410 \times 20}{2 \times 875 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit l'espacement 20 cm en prond $\Rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

On prend les armatures transversales calcul à la flexion.

III.9.13. Les armatures totales:

- **Armatures longitudinales:**

$$\text{Nappe supérieure: } A_l^{totale} = A_l^{flexion} + \frac{A_l^{torsion}}{2}$$

	$A_l^{flexion} cm^2$	$A_l^{torsion} cm^2$	$A_l^{totale} cm^2$	$A_l^{adopt} cm^2$
En travée	1.97	3.03	3.48	3HA12=3.59
Sur appui	3.96	3.03	5.47	5HA12=5.65

Tableau III. 11. Récapitulatif résultats du ferrailage.

Nappe inférieure: $A_l^{totale} = \frac{A_l^{torsion}}{2}$

	$A_l^{torsion} cm^2$	$A_l^{totale} cm^2$	$A_l^{adopt} cm^2$
En travée	3.03	1.51	3HA12=3.59
Sur appui	3.03	1.52	3HA12=3.59

III.9.14. Armatures transversales:

$$A_t^{totale} = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 2.26 + 0.51 = 2.77 cm^2 \text{ on adopte } 6\emptyset 8 = 3.02 cm^2$$

III.9.15. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{580} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.068 > 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{16.08 \times 10^2}{370 \times 300} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.01 \leq 0.01 \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{580} \geq \frac{139.04}{10 \times 163.58} \Rightarrow 0.08 > 0.068 \dots (CV)$

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

III.9.16. Présentation du ferrailage :

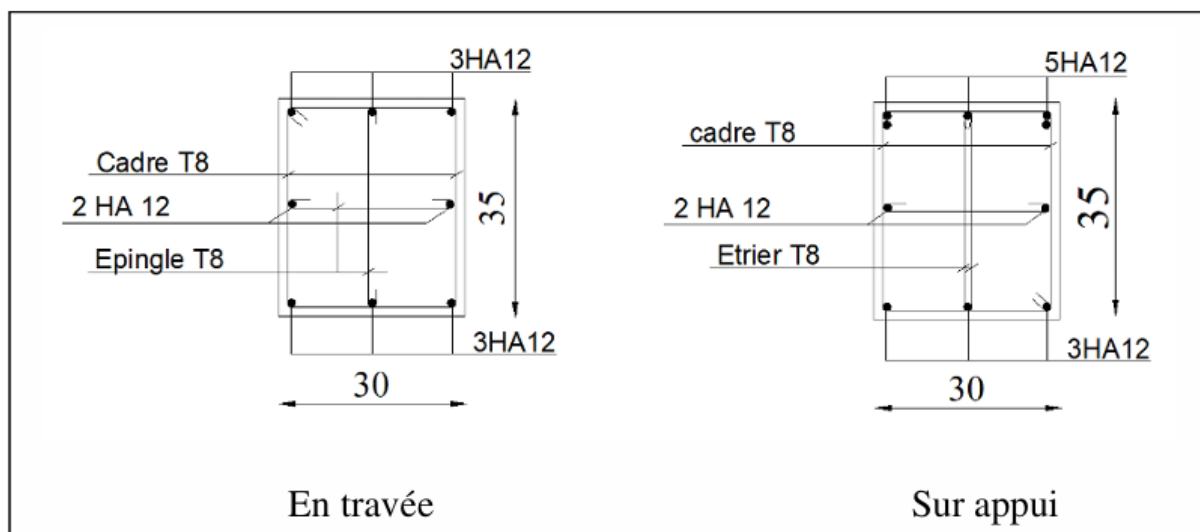


Figure III. 7. Schéma de ferrailage de la poutre palière.



Chapitre IV

Etude des planchers



IV.1. Introduction :

Les planchers sont des plateformes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages. Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et des accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux, le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

IV.2. Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux).

IV.3 Méthode de calcul des planchers en corps creux :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple:

la méthode forfaitaire et la méthode exacte. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir au bon résultat, c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

- Combinaisons d'actions :
 - Plancher terrasse :
Charges sur plancherG = 6.28 KN/m²
Surcharge sur plancher..Q = 1.00 KN/m²
 - Plancher étage courant:
Charge sur plancher.....G = 5.20 KN/m²
Surcharge sur plancher.....Q = 1.50 KN/m²
- ELU :
 $P_u^{ter} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.48 \text{ KN}$
 $P_u^{et} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN}$

- ELS :

$$P_{ser}^{ter} = (G + Q) \times 0.65 = 4.73 \text{ KN}$$

$$P_{ser}^{et} = (G + Q) \times 0.65 = 4.35 \text{ KN}$$

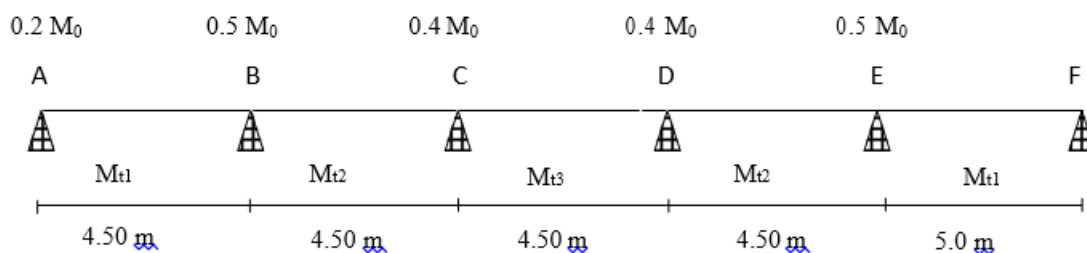
	P.terrasse (KN)	P.etage (KN)
ELU	6.48	6.02
ELS	4.73	4.35

- ✓ On utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont satisfaisantes :
 - Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
On a : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$; $G=5.20 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 1.5 < 10.4 \dots\dots (CV)$
 - La fissuration n'est pas préjudiciable.....(CV)
 - Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....(CV)
 - Les portées successives sont comprises entre $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$
 $0.8 \leq \frac{5}{4.5} \leq 1.25 \longrightarrow 0.8 < 1.11 < 1.25 \dots\dots\dots (CV)$
 $0.8 \leq \frac{4.5}{5} \leq 1.25 \longrightarrow 0.8 < 0.9 < 1.25 \dots\dots\dots (CV)$

➡ Donc la méthode forfaitaire est applicable .

- Calcul des planchers à corps creux :

TYPE 1 - Poutre reposant sur 6 appuis :



➤ Plancher terrasse inaccessible :
($G = 6.28 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$)

- Calcule du α :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \alpha = \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{1}{1+6.28} \longrightarrow \alpha = 0.137 \\ - 1+0.3\alpha = 1.041 \\ - \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.62 \\ - \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.52 \end{array} \right.$$

- Pour la travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.041M_0) \\ M_t \geq 1.05M_0 - 0.35M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\ \bullet M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0 \end{array} \right.$$

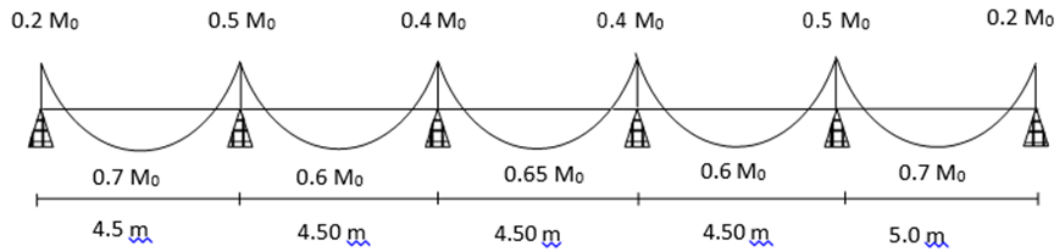
On prend **$M_t = 0.7M_0$**

Pour la travée intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.041M_0) \\ M_t \geq 1.05M_0 - 0.45M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.6M_0 \\ \bullet M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.52M_0 \end{array} \right.$$

On prend **$M_t = 0.6M_0$**

En appliquant la formule du moment isostatique : $M = \frac{q.l^2}{8}$



E.L.U	Les travées		E.L.S	Les travées	
	4.5 m	5.0 m		4.5 m	5.0 m
Pu(KN/ml)	6.48	6.48	Pu(KN/ml)	4.73	4.73
M0(KN.m)	16.4	20.25	M0(KN.m)	11.97	14.78

- Les moments en travée:

Travées(m)	Coefficient	E.L.U		E.L.S	
		M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)
4.50	0.7	16.4	11.48	11.97	8.37
4.50	0.6	16.4	9.84	11.97	7.18
4.50	0.65	16.4	10.66	11.97	7.78
4.50	0.6	16.4	9.84	11.97	7.18
5.0	0.7	20.25	14.17	14.78	10.34

Les moments en appui:

Appuis	Coefficient	E.L.U		E.L.S	
		M0 (KN.m)	Ma (KN.m)	M0 (KN.m)	Ma (KN.m)
A	0.2	16.4	3.28	11.97	2.39
B	0.5	16.4	8.2	11.97	5.98
C	0.4	16.4	6.56	11.97	4.78
D	0.4	16.4	6.56	11.97	4.78
E	0.5	20.25	10.12	14.78	7.39
F	0.2	20.25	4.05	14.78	2.95

Les efforts tranchants:

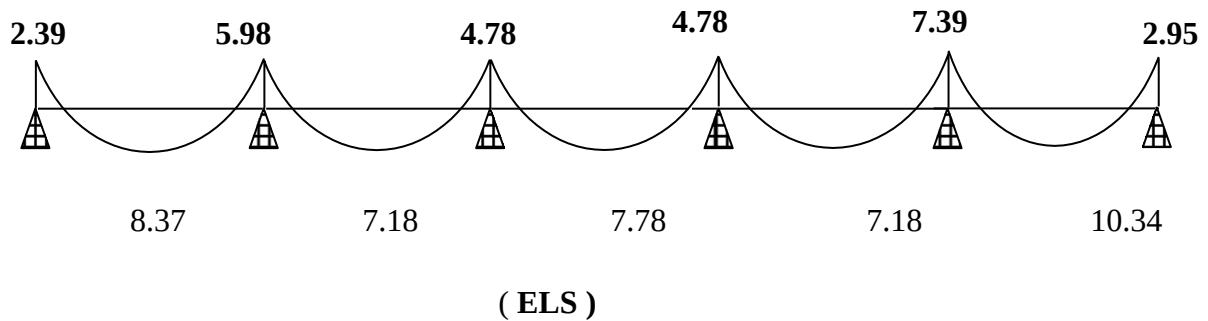
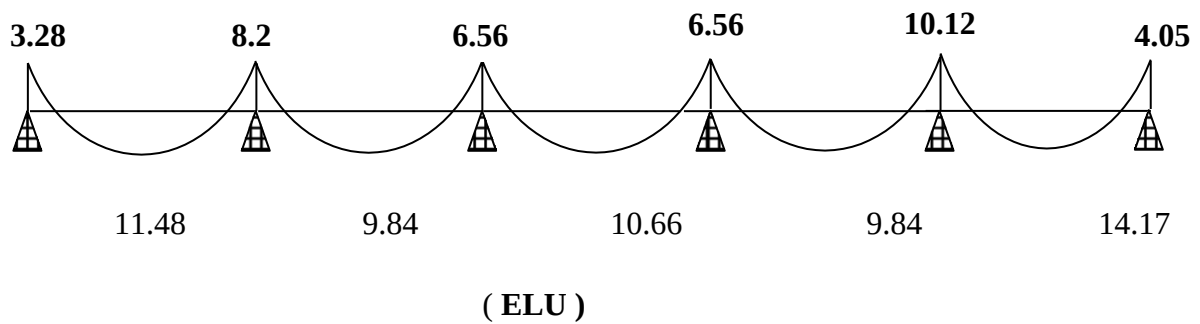
$$T_w = \frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T_w : l'effort tranchant à gauche de la travée.

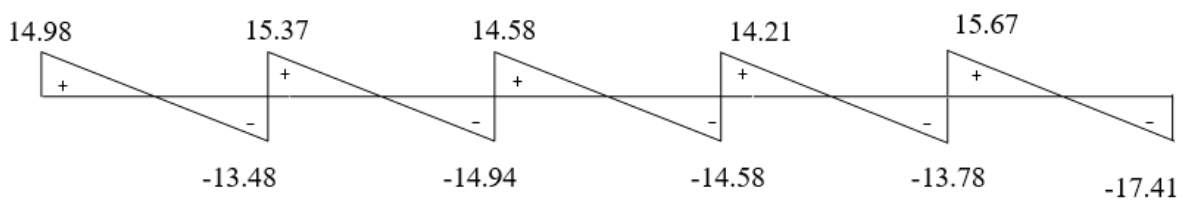
T_e : l'effort tranchant à droite de la travée.

Travée	L (m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	4.50	15.67	-13.48
B-C	4.50	14.21	-14.94
C-D	4.50	14.58	-14.58
D-E	4.50	15.37	-13.78
E-F	5.0	14.98	-17.41

- Diagramme de M :



- Diagramme de T :



➤ Plancher étage courant :
($G = 5.20 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$)

- Calcul de α :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \alpha = \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.2} \longrightarrow \alpha = 0.22 \\ - 1+0.3\alpha = 1.066 \\ - \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63 \\ - \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.53 \end{array} \right.$$

- Pour la travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\ \quad M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.066M_0) \\ \\ M_t \geq 1.066M_0 - 0.35M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.71M_0 \\ \\ \bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.63M_0 \\ \text{On prend } \mathbf{M_t = 0.71M_0} \end{array} \right.$$

- Pour la travée intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\ \quad M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.066M_0) \\ \\ M_t \geq 1.05M_0 - 0.45M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.61M_0 \\ \\ \bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.52M_0 \\ \text{On prend } \mathbf{M_t = 0.61M_0} \end{array} \right.$$

E.L.U	Les travées		E.L.S	Les travées	
	4.5 m	5.0 m		4.5 m	5.0 m
Pu(KN/ml)	6.02	6.02	Ps(KN/ml)	4.35	4.35
M0(KN.m)	15.23	18.81	M0(KN.m)	11.01	13.59

- Les moments en travée:

Travées(m)	Coefficient	E.LU		E.LS	
		M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)
4.50	0.71	15.23	10.81	11.01	7.81
4.50	0.61	15.23	9.29	11.01	6.71
4.50	0.65	15.23	9.89	11.01	7.16
4.50	0.61	15.23	9.29	11.01	6.71
5.0	0.71	18.81	13.35	13.59	9.64

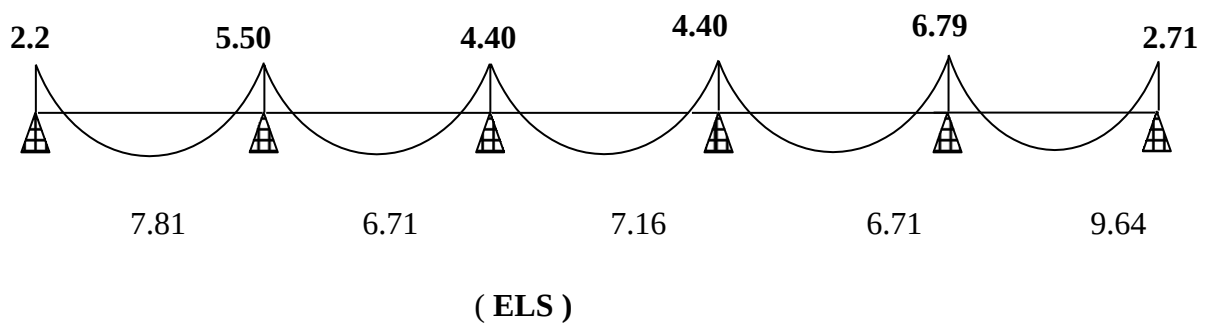
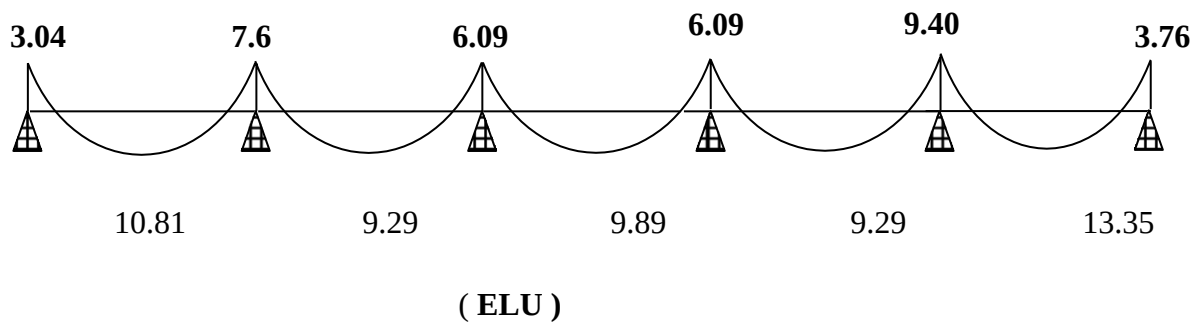
- Les moments en appui:

Appuis	Coefficient	E.L.U		E.L.S	
		M0 (KN.m)	Ma (KN.m)	M0 (KN.m)	Ma (KN.m)
A	0.2	15.23	3.04	11.01	2.2
B	0.5	15.23	7.6	11.01	5.5
C	0.4	15.23	6.09	11.01	4.4
D	0.4	15.23	6.09	11.01	4.4
E	0.5	18.81	9.4	13.59	6.79
F	0.2	18.81	3.76	13.59	2.71

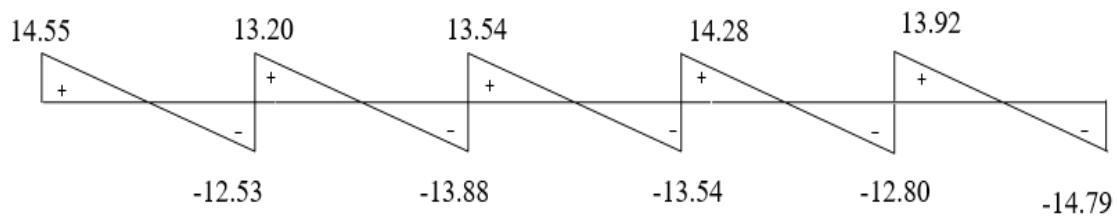
- **Les efforts tranchants:**

Travée	L (m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	4.50	14.55	-12.53
B-C	4.50	13.20	-13.88
C-D	4.50	13.54	-13.54
D-E	4.50	14.28	-12.80
E-F	5.0	13.92	-14.79

• Diagramme de M :



- Diagramme de T :



➤ Plancher terrasse inaccessible :

	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ t	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ a	Tmax (KN)
E.L.U	14.17	10.12	17.41
E.L.S	10.34	7.39	

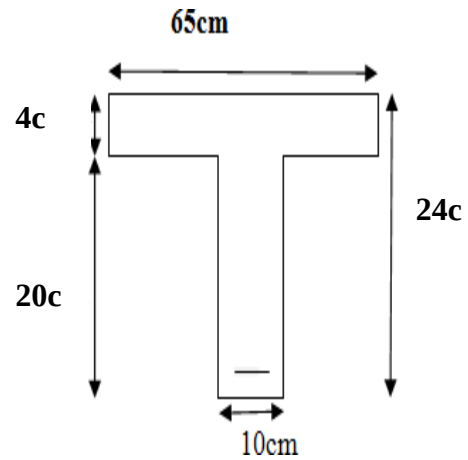
➤ Plancher étage courant :

	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ t	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ a	Tmax (KN)
E.L.U	13.35	9.4	14.79
E.L.S	9.64	6.79	

IV.4. Calcul du ferrailage :

a) Plancher terrasse inaccessible :

- $b=65\text{cm}$
- $h=24\text{cm}$
- $b_0=10\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $b_1=27,5\text{cm}$
- $d=22\text{cm}$



IV.4.1. Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

$$M_{\text{table}} = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 14.2 \times 650 \times 40 \left(0.22 - 0.02 \right) \longrightarrow M_{\text{table}} = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{table}} = 73.840 \text{ KN.m}$$

$$\text{Comme } M_t^{\text{max}} = 14.17 \text{ KN.m} < M_{\text{table}} = 73.840 \text{ KN.m}$$

la section en " T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b \times h$.

$$\mu = \frac{M_t^{\text{max}}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{14.17 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} \longrightarrow \mu = 0.03 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $A'=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.984$$

$$A_u^t = \frac{14.17 \times 10^3}{348 \times 0.984 \times 22} = 1.88 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{10.12 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.147 < \mu_l = 0.3 \text{ La section est simplement armée } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.952$$

$$A_u^a = \frac{10.12 \times 10^3}{348 \times 0.952 \times 22} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Elément	Mmax (KN.m)	b0 (cm)	μ	μ_l	α	β	Acalcu (cm ²)
Travée	14.17	65	0.03	0.392	0,038	0,984	1.88
Appui	10.12	10	0.147	0.392	0,12	0,952	1.38

IV.4.2. Conditions de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Sur travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

IV.4.3. Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^1 \geq 0.001 \times b \times h$$

- Sur travée : $A_{min}^1 \geq 0.001 \times 65 \times 18 = 1.17 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A_{min}^1 \geq 0.001 \times 10 \times 18 = 0.18 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{min}^1)$$

Eléments	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A'min (cm ²)	Amax(cm ²)	Aadp(cm ²)	Choix
Travée	1.88	1.72	1.17	1.88	2.26	2 HA 12
Appui	1.38	0.26	0.18	1.38	1.57	2 HA10

IV.4.4. Vérification a l'ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \longrightarrow \gamma = \frac{14.17}{10.34} = 1.37$

AN : $\bar{\alpha} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \bar{\alpha} = 0.435$

Donc $\alpha = 0.038 < \bar{\alpha} = 0.435 \dots\dots\dots (CV)$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \longrightarrow \tau_u = \frac{17.41 \times 10^3}{100.220} = 0.79 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28/\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

➤ Diamètre minimale : **BAEL91 (Art A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(6.85; 12; 10)$$

$$\phi_t \leq 6.85 \text{ on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres 6φ d'où :

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{de nuance FeE235}$$

➤ Espacement des cadres : **BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$S_{t1} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9.A_t.f_e}{b_0.\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.79 - 0.3 \times 2.1)} = 65.51 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 19.8 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Plancher étage courant :

	$M^{max}_t \text{ (KN.m)}$	$M^{max}_a \text{ (KN.m)}$	Tmax (KN)
E.L.U	13.35	9.4	14.79
E.L.S	9.64	6.79	

- En travée :

$$M_{table} = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 14.2 \times 650 \times 40 (0.22 - 0.02) \longrightarrow M_{table} = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_{table} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Comme } M_t^{max} = 13.35 \text{ KN.m} < M_{table} = 73.84 \text{ KN.m}$$

la section en " T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b \times h$.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{13.35 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} \longrightarrow \mu = 0.029 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.036$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.985$$

$$A_u^t = \frac{13.35 \times 10^3}{348 \times 0.985 \times 22} = 1.77 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{9.4 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} \longrightarrow \mu = 0.136 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.183$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.926$$

$$A_u^a = \frac{9.4 \times 10^3}{348 \times 0.926 \times 22} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Elément	Mmax (KN.m)	b0 (cm)	μ	μ_l	α	β	Acalcu (cm ²)
Travée	13.35	65	0.029	0.392	0,036	0,985	1.77
Appui	9.4	10	0.136	0.392	0,183	0,926	1.32

➤ Conditions de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Sur travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$
-

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^1 \geq 0.001 \times b \times h$$

- Sur travée : $A_{min}^1 \geq 0.001 \times 65 \times 18 = 1.17 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A_{min}^1 \geq 0.001 \times 10 \times 18 = 0.18 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{min}^1)$$

Eléments	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A'min (cm ²)	Amax(cm ²)	Aadp(cm ²)	Choix
Travée	1.77	1.72	1.17	1.77	2.26	2HA 12
Appui	1.32	0.26	0.18	1.32	1.57	2HA10

- Vérification a l'ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \longrightarrow \gamma = \frac{13.35}{9.64} = 1.38$$

$$\text{AN : } \bar{\alpha} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \bar{\alpha} = 0.44$$

Donc $\alpha = 0.038 < \bar{\alpha} = 0.44$ (CV)

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \longrightarrow \tau_u = \frac{14.79 \times 10^3}{100.220} = 0.67 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28/\gamma b}; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

➤ Diamètre minimale : **BAEL91 (Art A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \longrightarrow$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(6.85; 12; 10)$$

$$\phi_t \leq 6.85 \text{ on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres 6φ d'où :

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{de nuance FeE235}$$

➤ Espacement des cadres : **BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$S_{t1} = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.68 - 0.3 \times 2.1)} = 209.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.48 > 0.085 \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

$$2/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65.20} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.48 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (art.A.5.1.31)

a) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que :

$$\text{On a : } T_u \leq 0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.264 \times 198 \times 100 \times 25 = 130680 \text{ N}$$

$$T_u = 14790 \text{ N}$$

$$T_u = 14790 \text{ N} < 0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 130680 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

b) Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \frac{14790}{400} = 42.52 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 42.52 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

IV.4.5. Schéma de ferrailage

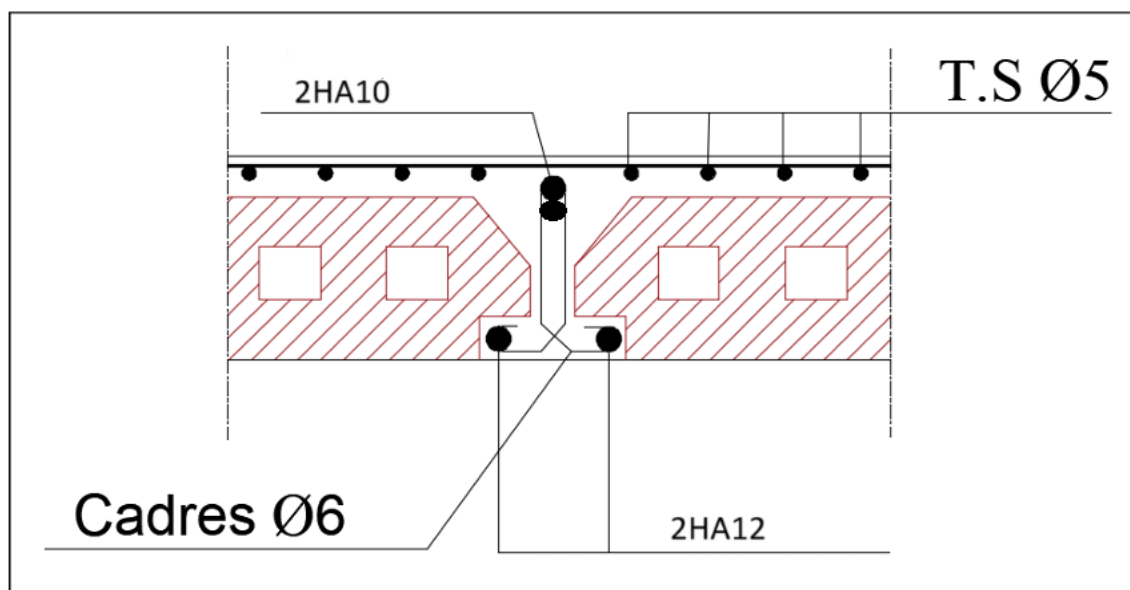


Figure IV. 1. Schéma de ferrailage des poutrelles des planchers à corps creux

IV.5. Ferrailage de la dalle de compression (Hourdie) : BAEL91 (B.6.8, 423)

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- $f_e = 235$ MPa (acier rond lisse).
- b : longueur entre axe des nervures

IV.5.1. Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.b}{f_e} = \frac{4.65}{235} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On choisit $6\phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2$

IV.5.2. Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On choisit $6\phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2$

IV.5.3. Schéma de ferrailage

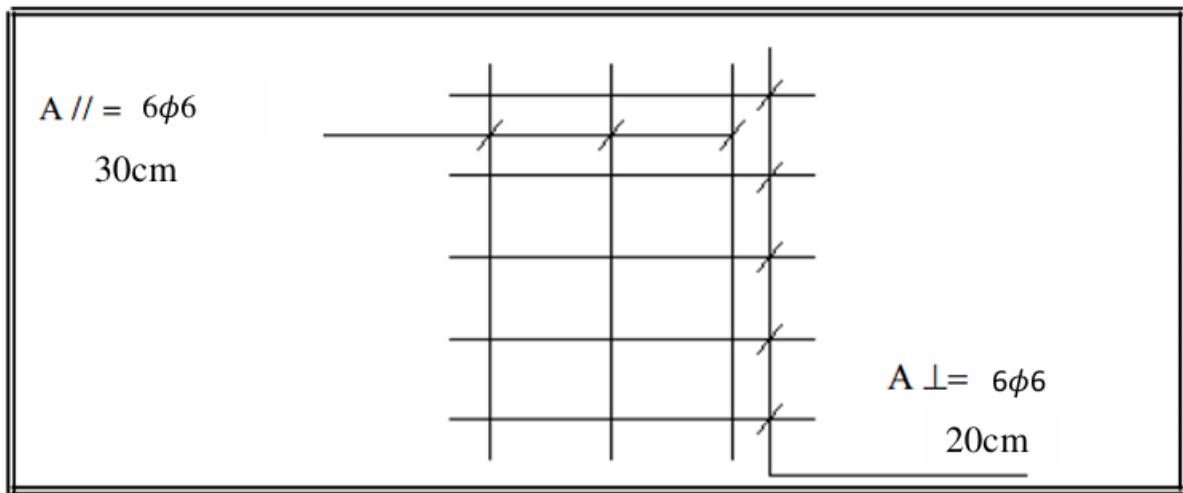


Figure IV. 2. ferrailage de la dalle de compression



Chapitre V

Etude Dynamique



V.1. Introduction :

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction. Le développement des structures impose en effet à l'ingénieur civil d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique, dont les effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc primordial de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes et basés sur les règles parasismiques algériennes RPA 2003.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.3. Les méthodes de calcul : RPA 99 (Art. 4.1.1)

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

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

V.4. Méthode statique équivalente :

V.4.1. Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III
- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en , les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone IIb et III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.5. Les Méthodes Dynamiques :

V.5.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.5.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

V.5.3. Choix de la méthode de calcul

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

V.5.4. Classification de l'ouvrage :

Selon les RPA99 / Version 2003

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de SETIF donc en zone IIa.
- ✓ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.6. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version 2003 article 4.3)

V.6.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

V.6.2. Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0,2$)

V.6.3. Description du logiciel ROBOT VERSION 2018 :

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

V.6.4. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V.6.5. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ: est donnée par **le tableau 4.2 du RPA99**

R : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99, en fonction de système de contreventement.

V.7. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

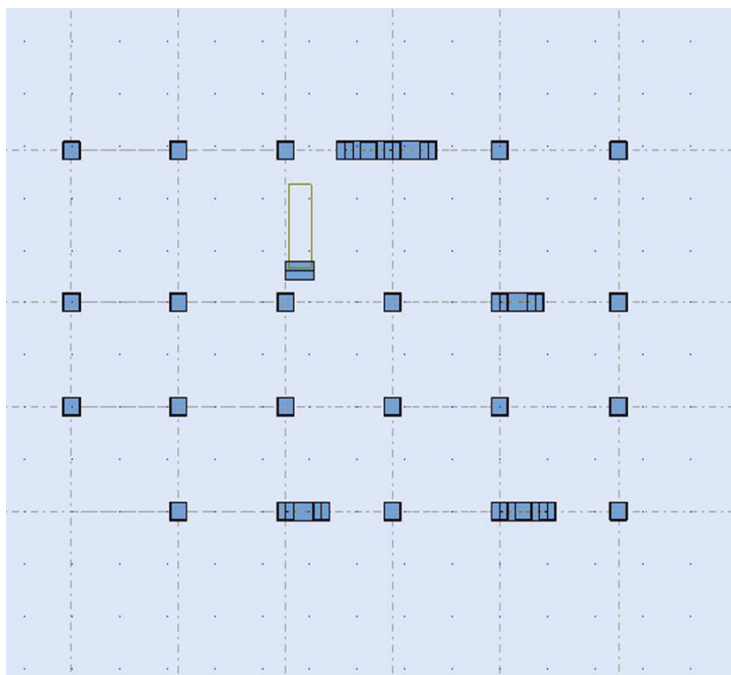


Figure V. 1. Disposition des voiles (1^{ère} variante).

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,53	0,65	0,19	81,48	0,0	0,19	81,48	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 2	1,91	0,52	78,98	81,70	0,0	78,79	0,21	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 3	1,96	0,51	78,99	81,84	0,0	0,01	0,14	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 4	4,61	0,22	79,02	92,97	0,0	0,02	11,13	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 5	5,93	0,17	88,35	93,00	0,0	9,33	0,03	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 6	5,95	0,17	90,27	93,00	0,0	1,92	0,01	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 7	7,88	0,13	90,27	96,23	0,0	0,00	3,23	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 8	10,05	0,10	90,29	96,26	0,0	0,01	0,03	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 9	10,53	0,09	94,21	96,27	0,0	3,92	0,01	0,0	3480848,82	3480639,34
3/ 10	10,77	0,09	94,24	97,72	0,0	0,03	1,45	0,0	3480848,82	3480639,34

Tableau V. 1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle

• **Interprétation :**

- ✓ Le 1^{ème} mode de translation à Y-Y (UY=81.48%)
- ✓ Le 2^{ème} mode de translation à X-X (UX=78.79%)

- ✓ Le 3^{ème} mode est mode torsion pure
- ✓ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode selon les deux axes.

Remarque :

On a diminué la section du poteaux de **(60×60)** a **(50×50)cm²**.

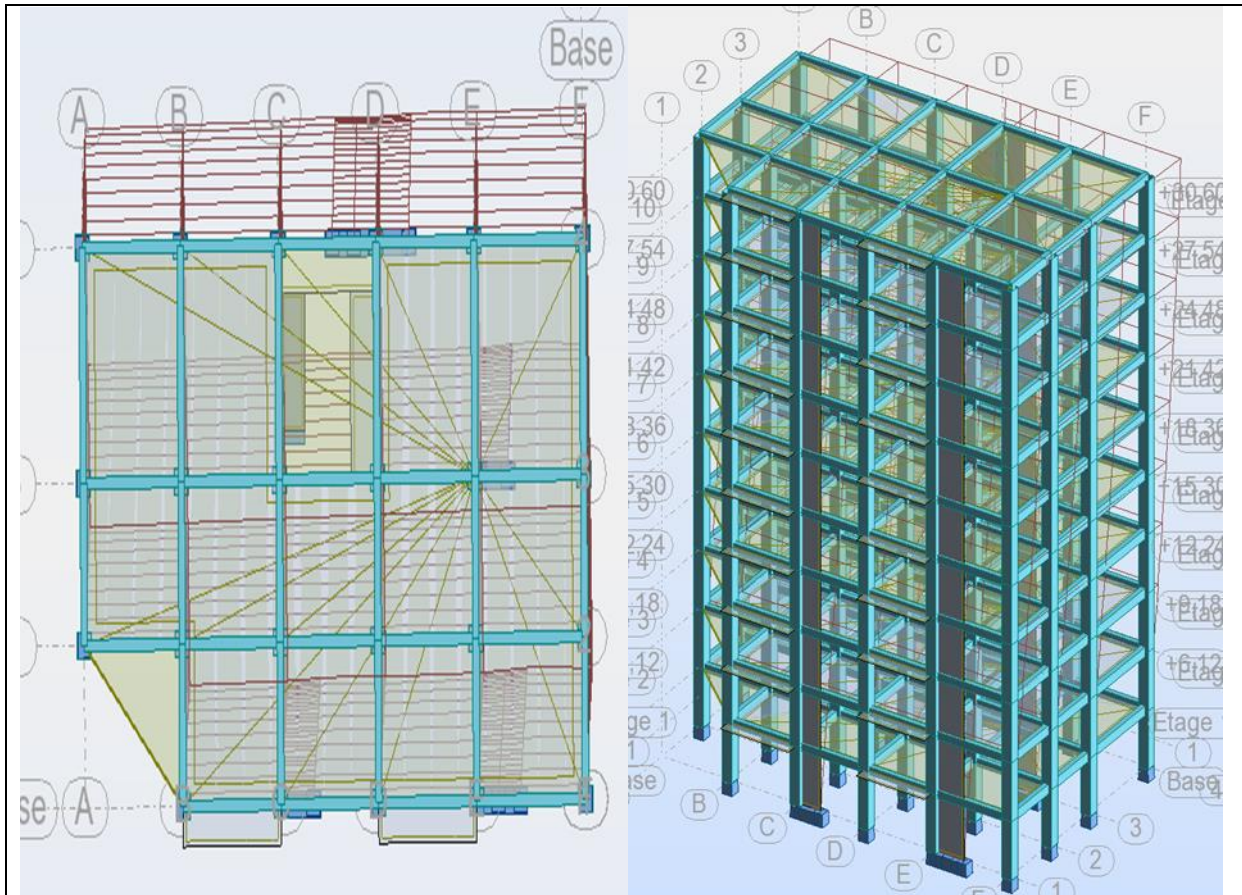


Figure V. 2. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante)

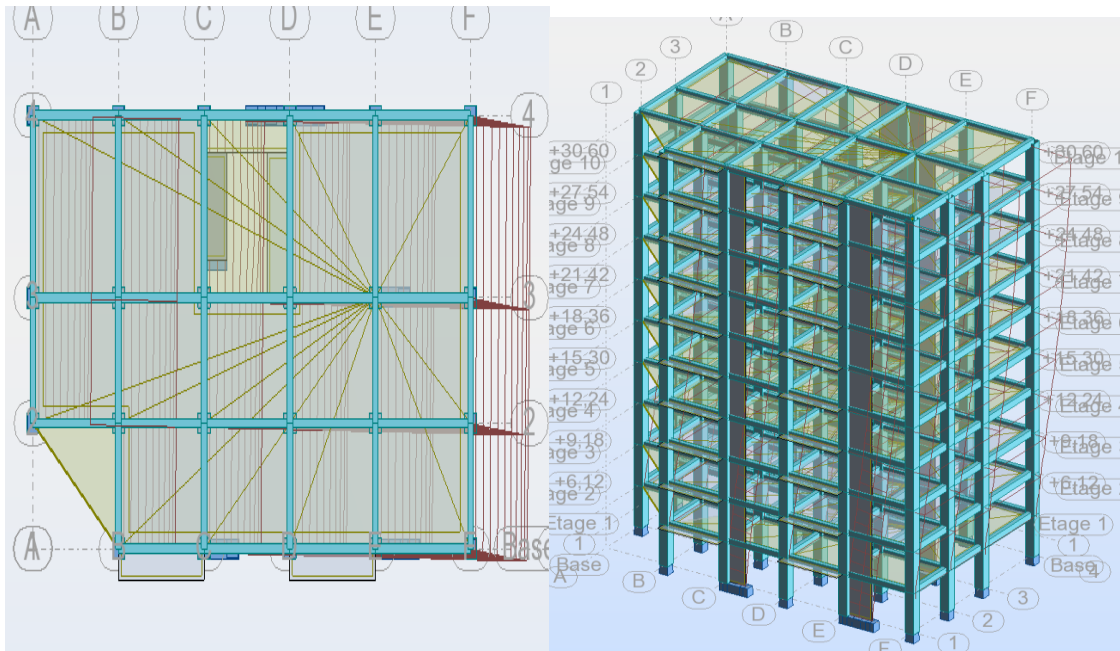


Figure V. 3 Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante).

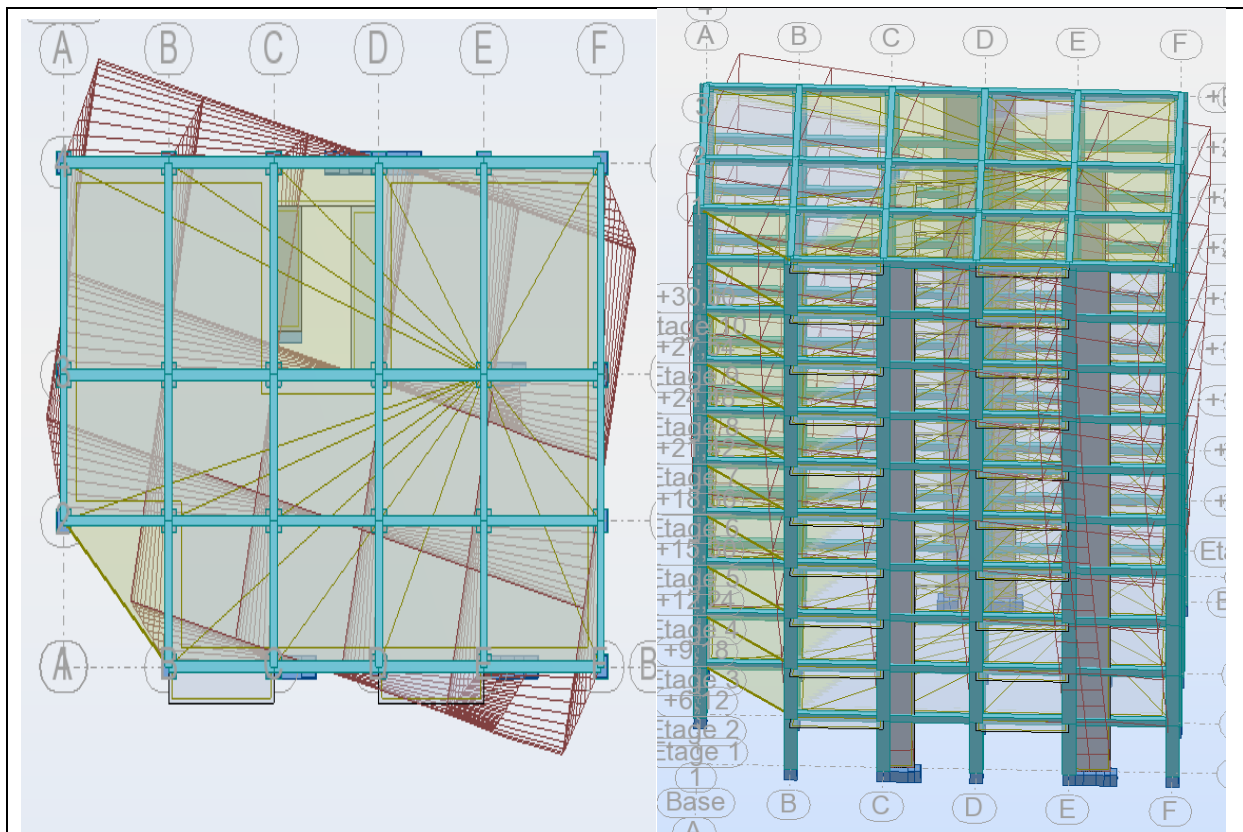


Figure V. 4. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (1er variante).

V.8. La Méthode Statique Equivalente : (l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003)

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4.1 RPA99 :

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V. 2 .Accélération de zone A

Selon le RPA, notre ouvrage est classé : groupe d'usage 2 dans la zone IIa, donc $A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_1 et T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7RPA99 :

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre site (S₃) : T₁ = 0.15 s et T₂ = 0.50 s

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

ξ : est donné par le tableau (4-2) du **RPA99/version 2003** présenté ci-après :

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V. 3. Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structural.

On a ξ = 7 → donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$

Estimation empirique de la période fondamentale

La période fondamentale dans une structure mixte correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du **RPA99**.

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA=> **C_T = 0.05**

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D = \begin{cases} D_x = 23\text{m} \\ D_y = 13.8\text{m} \end{cases}$$

$$T_x = \min \left\{ 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{23}} \right\} \longrightarrow T_x = \min (0.65 ; 0.57)$$

$$\mathbf{T_x = 0.57 \text{ s}}$$

$$T_y = \min \left\{ 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{13.8}} \right\} \longrightarrow T_y = \min (0.65 ; 0.74)$$

$$\mathbf{T_y = 0.65 \text{ s}}$$

L'analyse dynamique de la structure par ROBOT nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- **La période fondamentale T_{dyn(x)}=0.52 s** dans la direction X
- **La période fondamentale T_{dyn(y)}=0.65 s** dans la direction Y

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 « les valeurs de T calculées à partir des formules de RAYLEIGH ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% »

On a : **1,3 × Temp = 1,3 × 0,57 = 0.74s > T_{analytique}= 0.52s (C.V).**

1,3 × Temp = 1,3 × 0,65 = 0.84s > T_{analytique}= 0.65s (C.V).

On trouve que le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$T_x = 0.65 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s} < T < 3.0 \text{ sec} \rightarrow D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.65} \right)^{\frac{2}{3}} \longrightarrow \mathbf{D_x = 1.84}$$

$$T_y = 0.65 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s} < T < 3.0 \longrightarrow \mathbf{D_y = 1.84}$$

Vérification de la période de la structure

	Tempirique (sec)	1.3×Tempirique (sec)	Tanalytique (sec)	Vérifiatiion	Tcalculé (sec)
Sens-X	0.52	0.67	0.65	Tempirique < Tanalytique < 1,3Tempirique	0.65
Sens-Y	0.65	0.84	0.52	Tanalytique < Tempirique	0.65

Tableau V. 4. la période de calcul de VMSE.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
1002.72	1581,85	4465.71	20863.34	-30286,02	9278,15

R : est le coefficient de comportement global de la structure.

- Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a) :

$$F_{zVoile} / F_{zTotal} = \frac{9278,15}{51645,40} = 17.9\% < 20\% \dots\dots\dots (C.V)$$

$$F_{xpoteaux} / F_{xTotal} = \frac{1581,85}{3526,09} = 44.86\% > 20\% \dots\dots\dots (C.V)$$

$$F_{ypoteaux} / F_{yTotal} = \frac{3107,83}{3166,26} = 98.1\% > 20\% \dots\dots\dots (C.V)$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiées donc la structure est à contreventement Mixte et le facteur de comportement est égal à 5.

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

Critère q	Pq		
	Observé	N/observé	Observation
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Non observé
Redondance en plan	0	0,05	Non observé
Régularité en plan	0	0,05	Non observé
Régularité en élévation	1	0,05	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	Non observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	Non observé

Tableau V. 5. Valeurs des pénalités Pq

La valeur de ce facteur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après **le tableau 4.4 (R.P.A 99 / V2003)** :

Donc P_q = 0.3

→ **Q = 1 + P_q → Q = 1,3** « pour les deux sens »

W : le poids total de la structure est égal à la somme des poids de chaque niveau (i), calculé :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiment recevant du public temporairement :	
-	Salles d'exploitation, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
-	Salles de classes, restaurants, dortoirs, salle de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars.	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0.60

Tableau V. 6. Valeurs du coefficient de pondération

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation, alors le coefficient de pondération est : $\beta = 0.2$

V.8.1. Le poids de la construction :

On prend le poids calculé directement par le logiciel de calcul et modélisation ROBOT dans le tableau ci-après :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
3/ 1	Etage 1	350298,88
3/ 2	Etage 2	350298,88
3/ 3	Etage 3	350298,88
3/ 4	Etage 4	350298,88
3/ 5	Etage 5	350298,88
3/ 6	Etage 6	350298,88
3/ 7	Etage 7	350298,88
3/ 8	Etage 8	350298,88
3/ 9	Etage 9	344852,17
3/ 10	Etage 10	333605,62

Tableau V. 7 Poids des étages

Le poids total de la structure :

$$W = 3480848.83 \text{ kg} \longrightarrow W = 3480.84883 \text{ t}$$

V.8.2. L'effort tranchant à la base :

Sens	A	D	Q	W(t)	R	V stat (t)	0,8 Vstat (t)
Longitudinal	0,15	1.84	1,3	3480.848	5	249.785	199.828
Transversal	0,15	1.84	1,3	3480.848	5	249.785	199.828

Tableau V. 8. L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente.

V.8.3. La résultante des forces sismiques de calcul :

D'après l'art.4.3.6 de RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On vérifie la condition de RPA : **$0.8V_{stat} < V_{dyn}$**

	Dynamique (ROBOT)	Statique (M.S.E)	Condition de RPA
Sens longitudinal	$V_{dyn} = 352.609 \text{ t}$	$0.8V_{stat} = 199.828 \text{ t}$	Vérifiée
Sens transversal	$V_{dyn} = 316.626 \text{ t}$	$0.8V_{stat} = 199.828 \text{ t}$	vérifiée

V.8.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003):

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \text{ si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 \text{ si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Sens X-X: } T_x = 0.65 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.65 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

$$\text{Sens Y-Y: } T_y = 0.65 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.65 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

Niveau	hi (m)	Sens X-X		Sens y-y		
		Vx	Fix(KN)	Vy	Fiy(KN)	
RDC	4,56	3526,09	62,79	3166,26	84,5	
1	7,62	3463,3	142,62	3081,76	150,66	
2	10,68	3320,68	212,61	2931,1	203,28	
3	13,74	3108,07	275,83	2727,82	253,29	
5	16,8	2832,24	339,02	2474,53	299,25	
5	19,86	2493,22	398,8	2175,28	345,53	
6	22,92	2094,42	453,06	1829,75	395,55	
7	25,98	1641,36	509,92	1434,2	447,45	
8	29,04	1131,44	564,84	986,75	495,29	
9	32,1	566,6	566,6	491,46	491,46	
Tableau V. 9. Distribution des forces sismiques au niveau de chaque étage.						

V.8.5. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau **k** de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi.

R : Coefficient de comportement, R=5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Etage	$\Delta k = dr U_x(cm)$	Δ_{adm}	$\Delta k = dr U_y(cm)$	Δ_{adm}	$\Delta k < \Delta_{adm}$
RDC	0.2	3.06	0.2	3.06	C.V
1	0.2	3.06	0.3	3.06	C.V
2	0.3	3.06	0.3	3.06	C.V
3	0.2	3.06	0.3	3.06	C.V
4	0.2	3.06	0.3	3.06	C.V
5	0.2	3.06	0.3	3.06	C.V
6	0.2	3.06	0.3	3.06	C.V
7	0.2	3.06	0.2	3.06	C.V
8	0.2	3.06	0.2	3.06	C.V
9	0.1	3.06	0.2	3.06	C.V
10	0.1	3.06	0.2	3.06	C.V

Tableau V. 10. Déplacements absolus pour les deux sens

V.8.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : Art.5.9 du RPA99/version2003 :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$

Avec :

- P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_K = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- h_K : hauteur de l'étage k.

- Sens longitudinal (X) :

Niveau	p_k (KN)	Δ_k (cm)	V_x (KN)	h_k (cm)	Θ	<0.1
RDC	89246,55	0,3	3526,09	306	0,025	vérifie
1	56015,56	0,5	3463,3	306	0,026	vérifie
2	26335,67	0,5	3320,68	306	0,013	vérifie
3	22991,46	0,5	3108,07	306	0,012	vérifie
4	19647,24	0,5	2832,24	306	0,011	vérifie
5	16303,03	0,5	2493,22	306	0,011	vérifie
6	12958,81	0,4	2094,42	306	0,008	vérifie
7	9614,6	0,3	1641,36	306	0,006	vérifie
8	6270,38	0,3	1131,44	306	0,005	vérifie
9	2978,43	0,2	566,6	306	0,003	vérifie

Tableau V. 11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

- Sens longitudinal (Y)

Niveau	p_k (KN)	Δ_k (cm)	V_x (KN)	h_k (cm)	Θ	<0.1
RDC	89246,55	0,7	3166,26	306	0,064	vérifie
1	56015,56	0,7	3081,76	306	0,042	vérifie
2	26335,67	0,7	2931,1	306	0,021	vérifie
3	22991,46	0,7	2727,82	306	0,019	vérifie
4	19647,24	0,6	2474,53	306	0,016	vérifie
5	16303,03	0,6	2175,28	306	0,015	vérifie
6	12958,81	0,5	1829,75	306	0,012	vérifie
7	9614,6	0,4	1434,2	306	0,009	vérifie
8	6270,38	0,3	986,75	306	0,006	vérifie
9	2978,43	0,2	491,46	306	0,004	vérifie

Tableau V. 12. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

On remarque que les valeurs de $\Theta < 0.1$ Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.8.7. Vérification au renversement :

La vérification se fera sur les deux sens avec la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

avec :

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2} \quad ; W : \text{le poids total de la structure}$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Etagé	ANC(m)	hi (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
			F _{ix} (KN)	F _{ix} × hi	F _{iy} (KN)	F _{iy} × hi
RDC	1.2	4,26	62,79	267,4854	84,5	359,97
1	1.2	7,32	142,62	1043,9784	150,66	1102,8312
2	1.2	10,38	212,61	2206,8918	203,28	2110,0464
3	1.2	13,44	275,83	3707,1552	253,29	3404,2176
4	1.2	16,5	339,02	5593,83	299,25	4937,625
5	1.2	19,56	398,8	7800,528	345,53	6758,5668
6	1.2	22,62	453,06	10248,2172	395,55	8947,341
7	1.2	25,68	509,92	13094,7456	447,45	11490,516
8	1.2	28,74	564,84	16233,5016	495,29	14234,6346
9	1.2	31,8	566,6	18017,88	491,46	15628,428
$M_r = \sum F_i \times h_i$				30868,086	/	27620,598

Tableau V. 13. Calcul du moment de renversement

$$\text{Sens x : } M_{sx} = \frac{34808.48 \times 23}{2} = 400297.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y : } M_{sy} = \frac{34808.48 \times 13.8}{2} = 240178.512 \text{ KN.m}$$

Vérification :

Sens	M _r (KN.m)	M _s (KN.m)	M _r /M _s	≥1.5	Condition
X-X	30868,086	400297.52	12.96	Oui	vérifie
Y-Y	27620,598	240178.512	8.69	Oui	vérifie

V.8.8. Détermination du centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

V.8.8.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de centre des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure, etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Avec M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

V.8.8.2. Centre de rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

- L'excentricité :

L'excentricité est la différence entre le centre de masse de la structure et le centre de rigidité, donnée par la formule suivante :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Etage	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
1	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
2	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
3	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
4	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
5	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
6	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
7	12.04	6.90	11.95	6.99	0.10	0,9
8	12.08	6.87	11.95	6.99	0,13	0,12
9	12.08	6.79	11.95	6.99	0.13	0.20

Tableau V. 14. Centres de masses et rigidités et l'excentricité des niveaux.

Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/v2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

NIVEAU	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
RDC	22.00	13.80	1.10	0.69
1	22.00	13.80	1.10	0.69
2	22.00	13.80	1.10	0.69
3	22.00	13.80	1.10	0.69
4	22.00	13.80	1.10	0.69
5	22.00	13.80	1.10	0.69
6	22.00	13.80	1.10	0.69
7	22.00	13.80	1.10	0.69
8	22.00	13.80	1.10	0.69
9	22.00	13.80	1.10	0.69

Tableau V. 15. L'excentricité accidentelle.



Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux



VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2 Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- **Selon BAEL91 (art. 6.1.2)** (La combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

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

- **Selon RPA 2003 Formule (5-1 ; 2)** (Combinaisons accidentelles) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Les armatures seront calculées à l'E.L.U et dans le cas accidentel sous l'effet des sollicitations les plus défavorables avec ces paramètres :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau VI. 1. Paramètres du béton et acier pour le calcul des armatures dans le cas accidentel.

VI.3 Recommandations du RPA99/V2003 : (art7.4.2 page 61)

VI.3.1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0,8 \%$ de la section de béton (en zone II).
- $A_{max} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{max} = 6 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone II.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

VI.3.2. Armatures transversales :

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a S_t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi ; 15\text{cm})$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

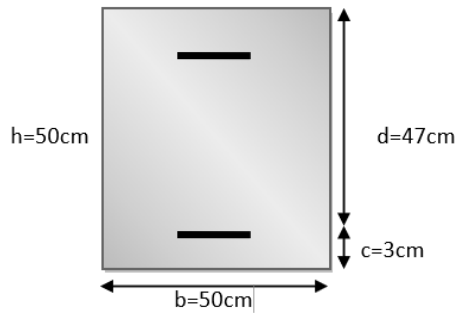
λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a ; b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

VI.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux de notre structure ont la même section pour tous les étages : **(50×50)cm²**



Poteaux	l (m)	h (cm)	b (cm)	d (cm)	c (cm)	c' (cm)
	3,06	50	50	47	3	3

VI.4.1. Les sollicitations des poteaux obtenus par ROBOT :

ELU		G + Q + EX		0,8 G + EX		ELS	
N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.M)	M _{max} (KN.M)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.M)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.M)
2020.98	1.88	234.15	1295.41	35.04	59.95	1478.28	1.36

Tableau VI. 2. Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux

VI.4.2. Calcul des ferrailages :

1^{er} cas : la combinaison ELU (1,35 G+1,5 Q):

$$N_{\max} = 2020.98 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 1.88 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 BAEL91), et l'article (A.4.3.5 du CBA93) en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_a + e_0$$

- **e1** : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles.
- **e2** : excentricité dus aux effets du second ordre
- **ea** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après l'exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{cor}}}{N_{\max}} = \frac{1.88}{2020.98} = 0.00093 \text{ m} = 0.093 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 ; \frac{l_0}{250}\right) \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e_a = \max\left(2 ; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_1 = e_0 + e_a \rightarrow e_1 = 2.093 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} \leq \max\left(1.5 ; 20 \cdot \frac{e_1}{h}\right)$$

l : La longueur du poteau.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.28 \leq \max\left(15 ; 20 \cdot \frac{2.093}{50}\right) = 15$$

Donc l'excentricité dus aux effets de second ordre se détermine de façon forfaitaire :

$$e_2 = 3 \cdot \frac{l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)$$

φ : Généralement on prend la valeur $\varphi = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 14.82 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$\text{donc } e_2 = 3 \cdot \frac{2.14^2}{10^4 \cdot 0.5} (2 + 0.82 \times 2) = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

Donc l'excentricité totale égale à : $e = e_1 + e_2 = 3.093 \text{ cm}$

$$M_u = N_{\max} \cdot e = 2020.98 \times 0.03 = 60.62 \text{ KN.m}$$

Alors les sollicitations corrigées deviennent :

$$N_{\max} = 2020.98 \text{ KN} \dots\dots\dots M_{\text{cor}} = 60.62 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81C)b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 500 \times 500 \times 14.2$$

$$A = 511.91 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60.62 - 2020.98(0.47 - 0.25) = 505.23 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow B = 2020.98(0.47 - 0.03) - 505.23 = 384 \text{ KN.m}$$

Comme $A > B \rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{505230}{0.5 \times 470^2 \times 14.2} = 0.32 < \mu_l$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.5$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.8$$

$$A_{fs} = \frac{505230}{348 \times 0.8 \times 0.47} = 38.61 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{\text{cal}} = A_{fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 38.61 - \frac{2020980}{100 \times 348} = -19.46 \text{ cm}^2$$

2^{er} cas : la combinaison (**G + Q + EX**):

$$N_{cor} = 1295.41 \text{ KN} \quad ; \quad M_{max} = 234.15 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (**A.4.4 BAEL91**), et l'article (**A.4.3.5 du CBA93**) en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_a + e_0$$

- **e₁** : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles.
- **e₂** : excentricité dus aux effets du second ordre
- **e_a** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après l'exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{cor}} = \frac{234.15}{1295.41} = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 ; \frac{l_0}{250}) \text{ cm} \longrightarrow e_a = \max(2 ; \frac{306}{250} = 1.22) = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_1 = e_0 + e_a \rightarrow e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} \leq \max(1.5 ; 20 \cdot \frac{e_1}{h})$$

l : La longueur du poteau.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.28 \leq \max(15 ; 20 \cdot \frac{20}{50}) = 15$$

Donc l'excentricité dus aux effets de second ordre se détermine de façon forfaitaire :

$$e_2 = 3 \cdot \frac{l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \rightarrow e_2 = 1 \text{ cm}$$

Donc l'excentricité totale égale à : **$e = e_1 + e_2 = 21 \text{ cm}$**

$$M_u = N_{cor} \times e = 1295.41 \times 0.21 = 272.03 \text{ KN.m}$$

Alors les sollicitations corrigées deviennent :

$$N_{cor} = 1295.41 \text{ KN} \dots\dots\dots M_{max} = 272.03 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81C)b.h.\sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 500 \times 500 \times 18.5$$

$$A = 666.925 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 272.03 + 1295.41(0.47 - 0.25) = 557.02 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow B = 1295.41(0.47 - 0.03) - 557.02 = 12.96 \text{ KN.m}$$

Comme $A > B \rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{557020}{0.5 \times 470^2 \times 18.5} = 0.27 < \mu_l$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.84$$

$$A_{fs} = \frac{557020}{400 \times 0.84 \times 0.47} = 35.27 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_{fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35.27 - \frac{1295410}{100 \times 400} = 2.88 \text{ cm}^2$$

3^{er} cas : la combinaison **(0,8 G + EX)**:

$$N_{min} = 35.04 \text{ KN} \quad ; \quad M_{max} = 59.95 \text{ KN.m}$$

Selon l'article **(A.4.4 BAEL91)**, et l'article **(A.4.3.5 du CBA93)** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e1 + e2 \quad ; \quad e1 = ea + e0$$

- **e1** : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles.
- **e2** : excentricité dus aux effets du second ordre
- **ea** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après l'exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{min}} = \frac{59.95}{35.04} = 1.71 \text{ m} = 171 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 ; \frac{l_0}{250}) \text{ cm} \quad \rightarrow e_a = \max(2 ; \frac{306}{250} = 1.22) = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_1 = e_0 + e_a \rightarrow e_1 = 173 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \cdot \frac{e_1}{h})$$

l : La longueur du poteau.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.28 \leq \max(15 ; 173 \cdot \frac{20}{50}) = 69.2$$

Donc l'excentricité dus aux effets de second ordre se détermine de façon forfaitaire :

$$e_2 = 3 \cdot \frac{l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \rightarrow e_2 = 1 \text{ cm}$$

Donc l'excentricité totale égale à : **$e = e_1 + e_2 = 174 \text{ cm}$**

$$M_{max} = N_{min} \times e = 35.04 \times 1.74 = 60.96 \text{ KN.m}$$

Alors les sollicitations corrigées deviennent :

$$N_{min} = 35.04 \text{ KN} \dots\dots\dots M_{max} = 60.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60.26 + 35.04(0.47 - 0.25) = 67.96 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{67960}{0.5 \times 470^2 \times 18.5} = 0.03 < \mu_l$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A'=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_{fs} = \frac{67960}{400 \times 0.98 \times 0.47} = 3.68 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_{fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.68 - \frac{35040}{100 \times 400} = 2.8 \text{ cm}^2$$

VI.4.3. Vérification de section minimale d'armature selon l'RPA99 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%(b \times h) \dots\dots\dots \text{Zone II}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%(50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

VI.4.4. Vérification de la condition de non fragilité BAEL.91 :

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

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 50 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 2.83 \text{ cm}^2$$

La section d'armature calculée est : $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL})$

	A cal (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	ARPA (cm ²)	A adop (cm ²)
ELU	0	2.83	20	4HA20 + 6HA16= 24.63 cm ²
0,8G±E	2.8			
G+Q±E	2.88			

Tableau VI. 3. Les armatures longitudinales utilisées pour les poteaux.

VI.4.5. Vérification à l'E.L.S :

Il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'E.L.U et les cas accidentels.

les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}). La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

Les sollicitations du poteau à l'E.L.S sont :

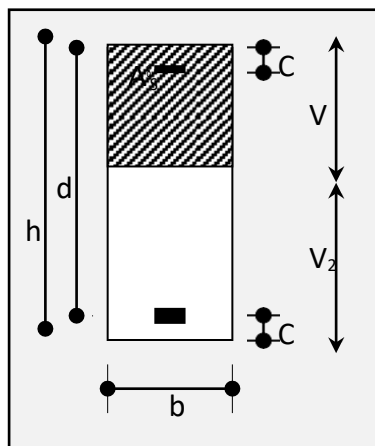
$$N_{ser} = 1478.28 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad M_{ser} = 1.36 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.36}{1478.28} = 0.00091 \text{ m} = 0.091 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm} > e_0 = 0.091 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée et il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



$$\text{On a : } B_0 = b \times h + 15(A) = 50 \times 50 + 15 \times 20.11 = 2801.65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{2801.65} \left[\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15(10.05 \times 3 + 10.05 \times 47) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_2 = h - V_1 = 25 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1 \times (V_1 - c_1)^2 + A_1 \times (V_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15(10.05 \times (25 - 3)^2 + 10.05 \times (25 - 3)^2)$$

$$\Rightarrow I_{xx} = 666759.33 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

avec M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 1.36 \text{ N.m}$$

$$K = \frac{1.36 \times 10^6}{666759.33 \times 10^4} = 2.03 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^3$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0} = \frac{1478.28 \times 10^3}{2801.65 \times 10^2} = 5.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \cdot V_1 = 5.27 + 2.03 \times 10^{-4} \times 250 = 5.32 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 5.32 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15(\sigma_0 + K(v_1 - c)) = 15(5.27 + 2.03 \times 10^{-4}(250 - 30))$$

$$\Rightarrow \sigma_s^1 = 79.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15(\sigma_0 + K(d - v_1)) = 15(5.27 + 2.03 \times 10^{-4}(470 - 250))$$

$$\Rightarrow \sigma_s^2 = 80.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 79.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 80.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées a L'ELS .

VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison **(G + Q ± E)** donne l'effort tranchant max.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$$

$$V_{max} = 26.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26470}{500.470} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4.34 ; 5) = 4.34 \text{ MPa}$$

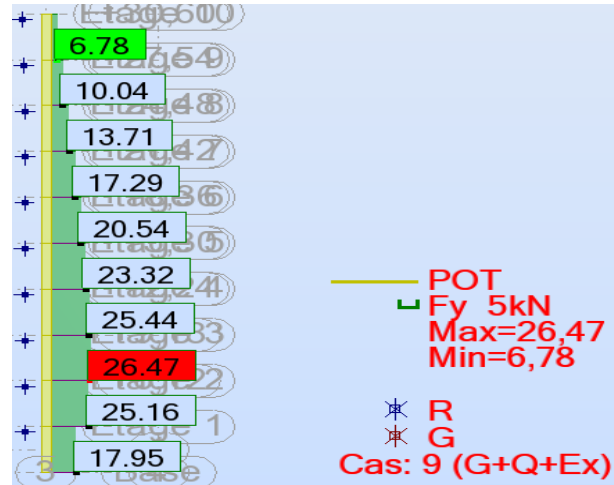


Figure VI. 1. l'effort tranchant max du poteau

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

VI.4.7. Calcul les armatures transversales :

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a S_t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul. $\longrightarrow T_u = 26.47 \text{ KN}$

h₁ : hauteur totale de la section brute. $h_1 = 50 \text{ cm}$

S_t : espacement des armatures transversales.

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Zone nodale : $t \leq \min(16; 15) = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $t \leq 24 \text{ cm}$ on prend $t = 15 \text{ cm}$

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec $\lambda_g = \min(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a ; b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m} \longrightarrow \lambda_g = \min(\frac{2.14}{0.5} \text{ ou } \frac{2.14}{0.5})$$

$$\lambda_g = 4.28$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75$$

Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a S_t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 10 \times 26470}{50 \times 400} = 4.9 \text{ cm}^2$$

on adopte 5HA12 = 5.65 cm²

Zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a S_t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 15 \times 26470}{50 \times 400} = 7.4 \text{ cm}^2$$

on adopte 5HA14 = 7.70 cm²

VI.4.8. Vérification des cadres armatures minimales :

➤ Selon RPA99/V2003 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} (\%) \begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5\% \rightarrow 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3\% \rightarrow 0.8\% \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ il faut interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans la zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} = 0.3\% \rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} = 0.3\% \rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

➤ **Condition du BAEL91.art.A8.1.3 :**

✓ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

✓ L'espace entre les cadres : $S_t \leq \min(15\phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux :

	S Pot (cm ²)	A cal (cm ²)	Barres	A adapt (cm ²)
Longitudinal	50 × 50	20	4HA20 + 6HA16	24.63
Transversal	Zone nodale	4.9	5HA12	5.65
	Zone courante	7.4	5HA14	7.70

Tableau VI. 4. Tableau récapitulatif pour le ferrailage des potea

VI.4.9. Présentation du ferrailage :

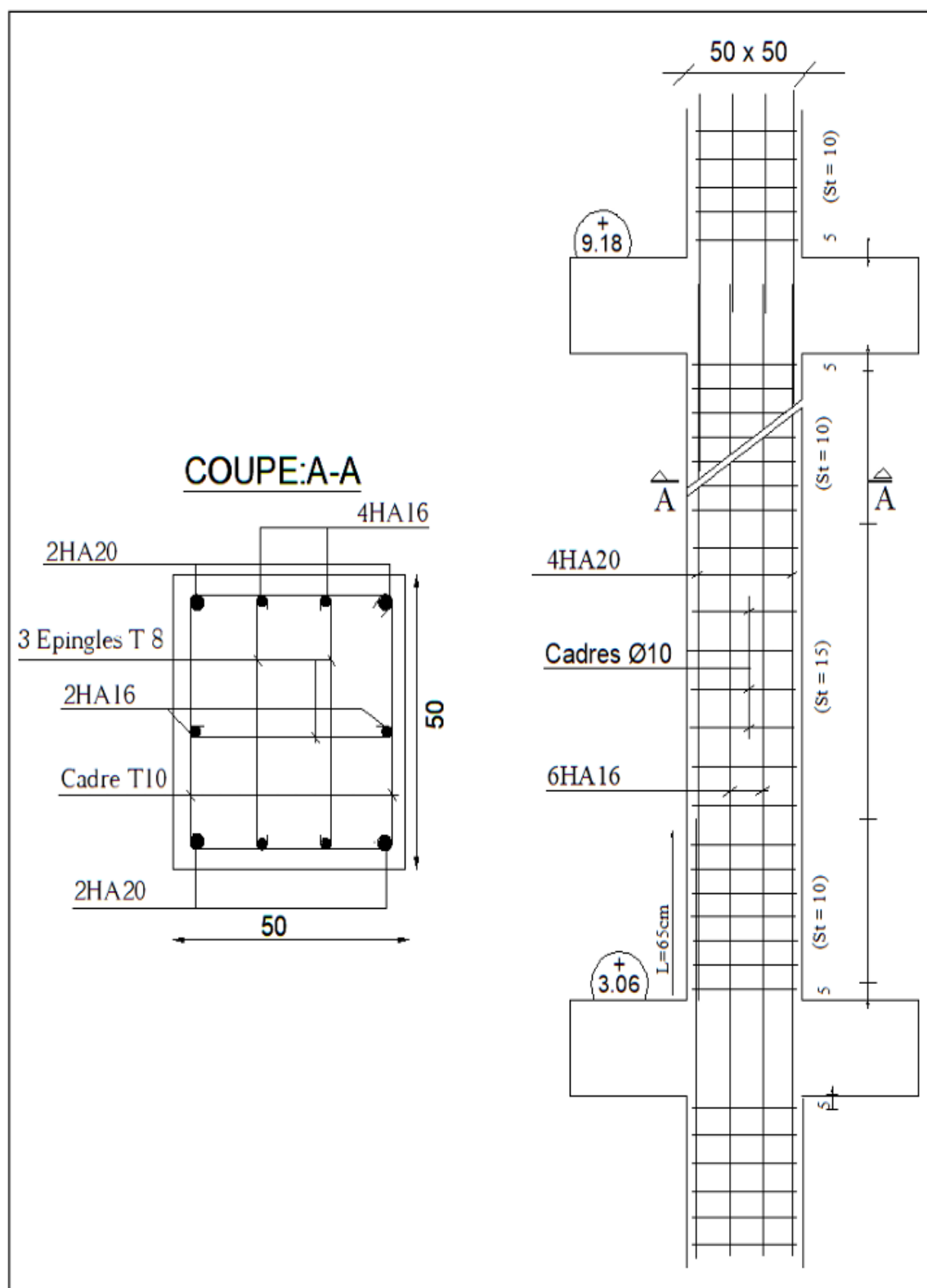


Figure VI. 2. Schéma de ferrailage du poteau.

VI.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants, les efforts normaux ne sont pas pris en compte, alors les poutres seront étudiées à la flexion simple.

Le calcul se fait en prenant les moments max en travées et en appuis puis on effectuera les vérifications nécessaires. La section des armatures calculée doit répondre aux conditions suivantes :

- Condition de non fragilité : $A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- Le pourcentage minimal d'armature : $A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h$

VI.5.1. Poutre Principales :(30 × 50)

On obtient les moments des poutres après modélisation par le logiciel Robot, respectivement dans les: E.L.U, E.L.S et accidentel.

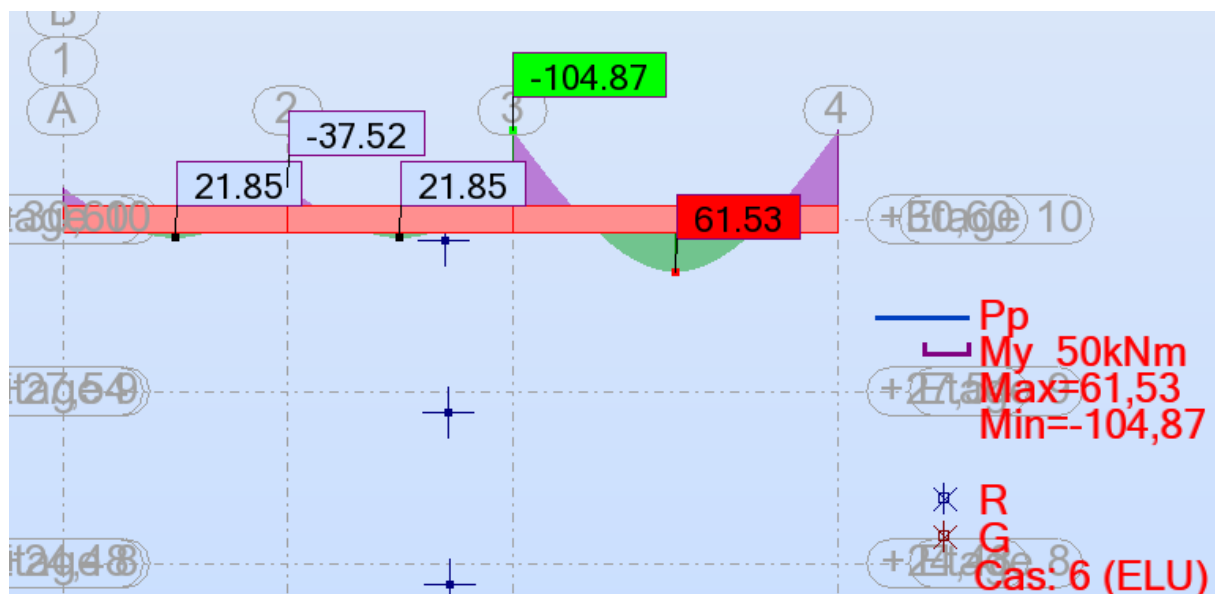


Figure VI. 3. Moment de flexion des poutres principales en appuis et en travée à l'E.L.U.

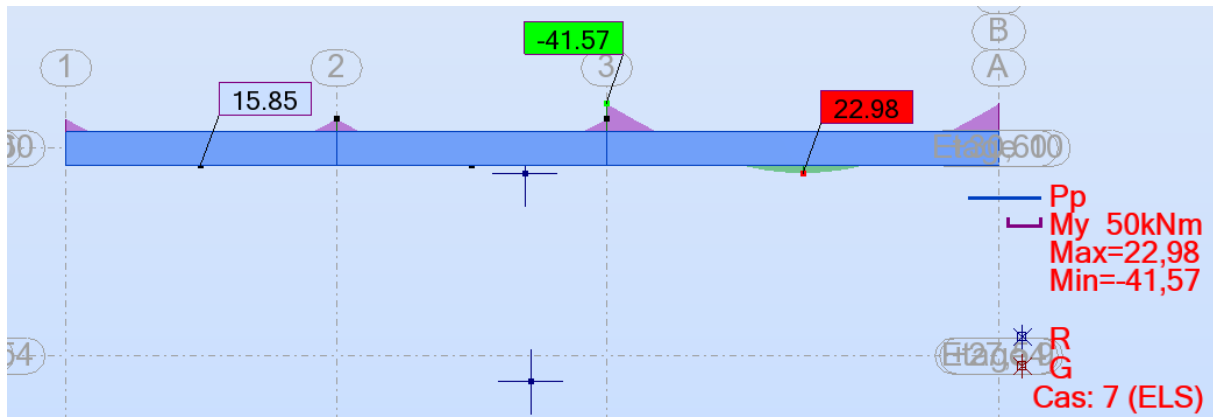


Figure VI. 4. Moment de flexion des poutres principales en appuis et en travée à l'E.L.S.

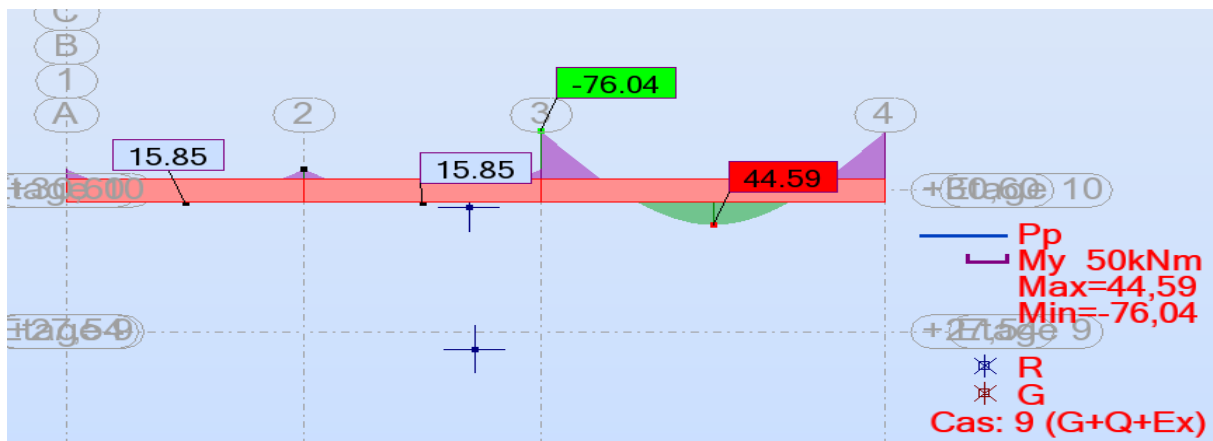


Figure VI. 5. Moment de flexion max des poutres principales en appuis dans le cas accidentel

Cas / Poutre	E.L.U (kN.m)		E.L.S (kN.m)		Accidentel (kN.m)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre principales	61.53	-104.89	22.98	-41.57	44.59	-76.06

Figure VI. 6. Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et dus au combinaisons les plus défavorables.

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable des trois cas étudiés :

- **En travée : (ELU)**

VI.5.2. Ferrailage longitudinal :

L'enrobage : $C \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}$; $\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5\text{cm}$

$C \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5\text{cm}$ Donc on adopte : **C=4cm**

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61530}{14.2 \times 0.3 \times (460)^2} = 0.068 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.964$$

$$A_t^u = \frac{61530}{348 \times 0.964 \times 0.46} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Sous combinaison accidentale :

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{44590}{14.2 \times 0.3 \times (460)^2} = 0.049 < \mu_l = 0.3$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.975$$

$$A_t^u = \frac{44590}{348 \times 0.975 \times 0.46} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Comb	μ	μ_l	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	0.068	0.392	0.088	0.964	3.98
ACC	0.049	0.392	0.062	0.975	2.85

Tableau VI. 5. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

• **ELS :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \longrightarrow \gamma = \frac{61.53}{22.98} = 2.67$$

$$\longrightarrow \text{AN : } \bar{\alpha} = \frac{2.67-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \bar{\alpha} = 1.085$$

$$\text{Donc } \alpha = 0.088 < \bar{\alpha} = 1.085 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

VI.5.3. Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 1.66 \text{ cm}^2$$

VI.5.4. Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

VI.5.5. pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

En appuis :

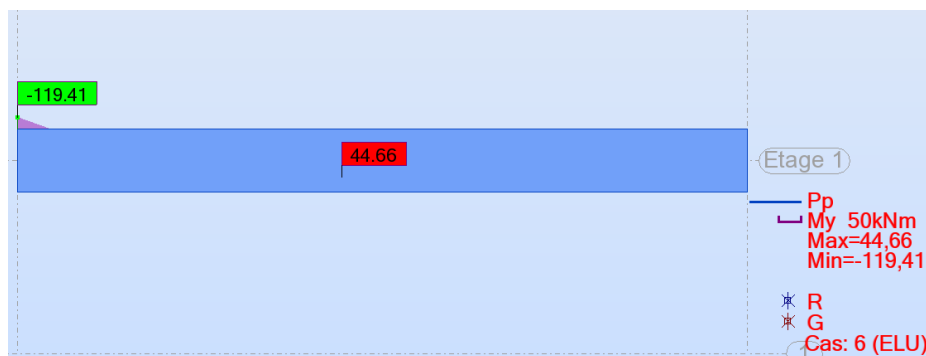


Figure VI. 7. Moment de flexion max des poutres principales en appuis

Comb	$M_{app}(KN.m)$	μ	μ_l	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	-119.41	0.132	0.392	0.177	0.929	8.02

Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²) min	A ^{RPA} (cm ²) min	A ^{BAEL} _{C.N.F} (cm ²)	A _{max}	A adopt (cm ²)
Travée	3.98	1.5	7.5	1.66	3.98	4HA16 = 8.04
Appuis	8.02	1.5	7.5	1.66	8.02	4HA16 = 8.04

Tableau VI. 6. Section d'armatures longitudinales des poutres principales.

VI.5.6. Vérification de la flèche : BAEL91 (art.6.5.1)

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{50}{580} = 0.086 > \frac{0.85M_t}{10.M_0} = 0.085 \dots \dots \dots (C.V).$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{30.46} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{580} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots (C.V)$$

VI.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

On obtient les efforts tranchants des poutres après modélisation par le logiciel Robot :

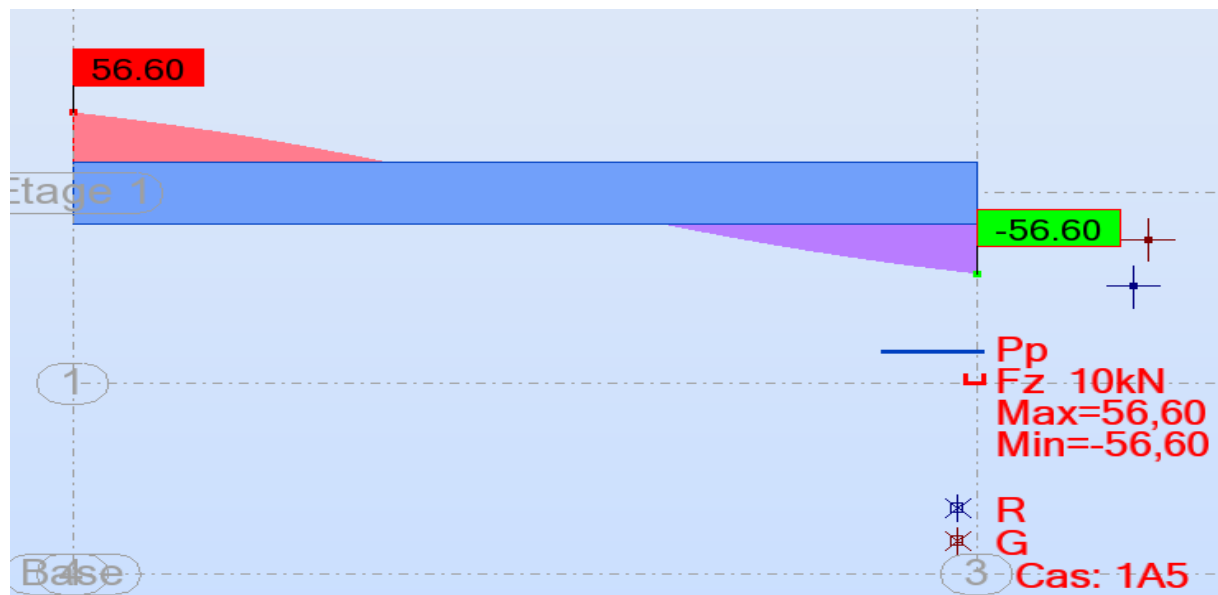


Figure VI. 8. Effort tranchant max des poutres principales.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}; \text{ avec } T_u = 56.60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{56600}{300 \times 460} = 0.41 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible $\rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 5) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.41 < \overline{\tau_u} = 2.5 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

VI.5.8. Les armatures transversales :

- Dans la Zone nodale : D'après RPA2003 (art.7.5.2, 2)

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(12.5; 12; 30 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :

$$S_t < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.5.9. Section minimal des armatures transversales :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.5.10. Condition exigée par le RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

$$A_t = 0.003.15.30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

VI.5.11. Poutre secondaire :(30 × 40)

On obtient les moments des poutres après modélisation par le logiciel Robot, respectivement dans les: E.L.U, E.L.S et accidentel.

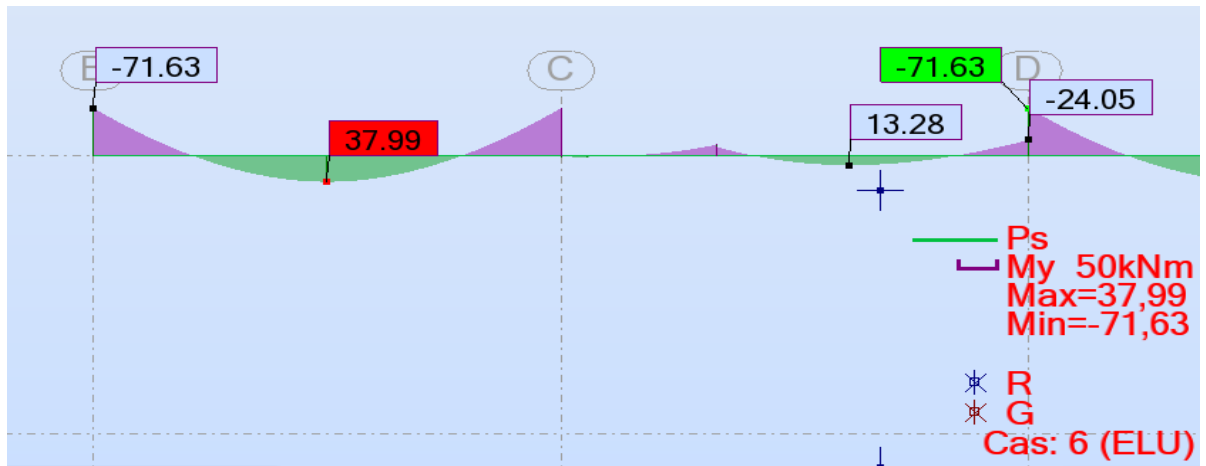


Figure VI. 9. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée à l'E.L.U.



Figure VI. 10. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée dans le cas ELS

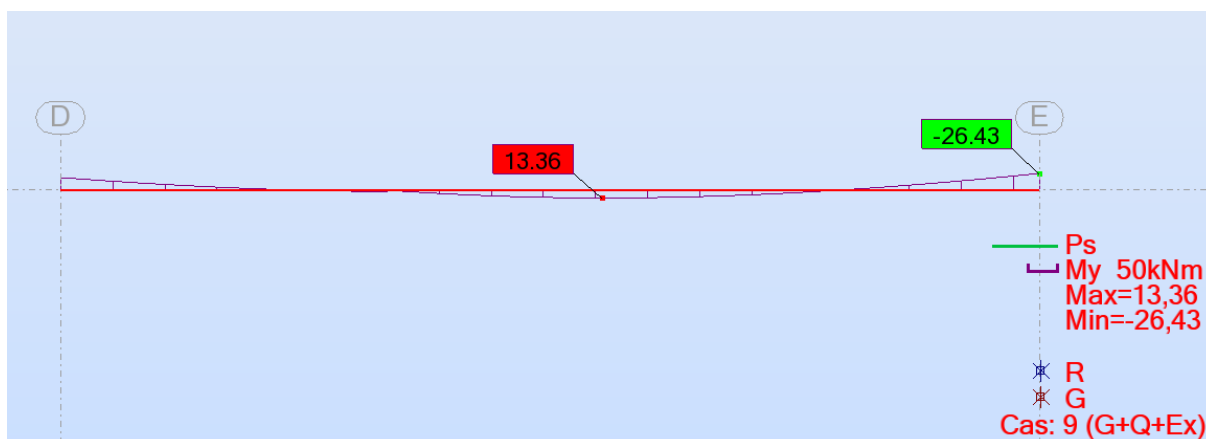


Figure VI. 11. Moment de flexion des poutres secondaire en appuis et en travée dans le cas accidentel

Cas / Poutre	E.L.U (kN.m)		E.L.S (kN.m)		Accidentel (kN.m)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre secondaire	37.99	-52.20	27.67	-52.20	13.36	-26.43

Tableau VI. 7. Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et dus au combinaisons les plus défavorables.

VI.5.12. Ferrailage longitudinal :

- **En travée : (ELU)**

L'enrobage : $C \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}$; $\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$

$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3\text{cm}$ Donc on adopte : **C=4cm**

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{37990}{14.2 \times 0.3 \times (360)^2} = 0.068 < \mu \ell = 0.3$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A'=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.964$$

$$A_t^u = \frac{37990}{348 \times 0.964 \times 0.36} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Sous combinaison accidentel :**

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13360}{14.2 \times 0.3 \times (360)^2} = 0.024 < \mu \ell = 0.3$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A'=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_t^u = \frac{13360}{348 \times 0.98 \times 0.36} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Comb	μ	μ_l	α	β	A_{cal} (cm ²)
ELU	0.068	0.392	0.088	0.964	3.14
ACC	0.024	0.392	0.03	0.98	1.08

Tableau VI. 8. Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale des poutres secondaires

• **ELS :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \longrightarrow \gamma = \frac{37.99}{27.67} = 1.37$$

$$\longrightarrow \text{AN : } \bar{\alpha} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \bar{\alpha} = 0.43$$

$$\text{Donc } \alpha = 0.088 < \bar{\alpha} = 0.43 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

• **pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

En appuis :

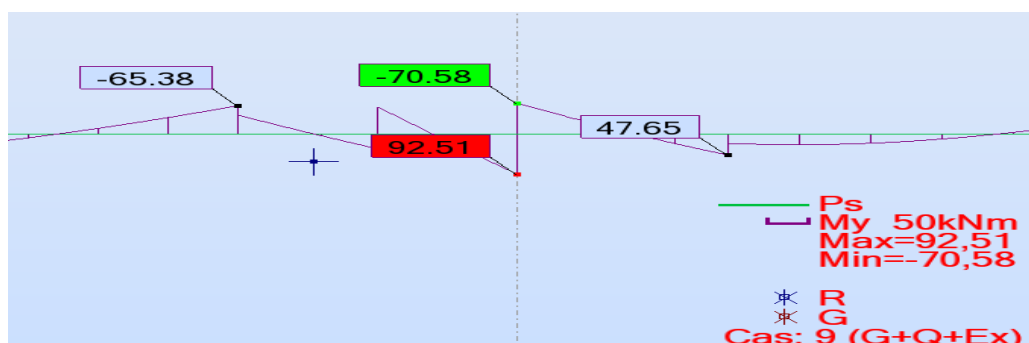


Figure VI. 12. Moment de flexion max des poutres secondaires en appuis

Comb	M_{app} (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_{cal} (cm ²)
ELU	92.51	0.167	0.392	0.229	0.908	8.13

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	$A_{C.N.F}^{BAEL}$ (cm ²)	A_{max}	A adopt (cm ²)
Travée	3.14	1.2	6	1.3	3.14	4HA12 = 4.52
Appuis	8.13	1.2	6	1.3	8.13	4HA12+4HA12= 9.04

Tableau VI. 9. Section d'armatures longitudinales des poutres secondaires.

VI.5.13. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

On obtient les efforts tranchants des poutres après modélisation par le logiciel Robot :

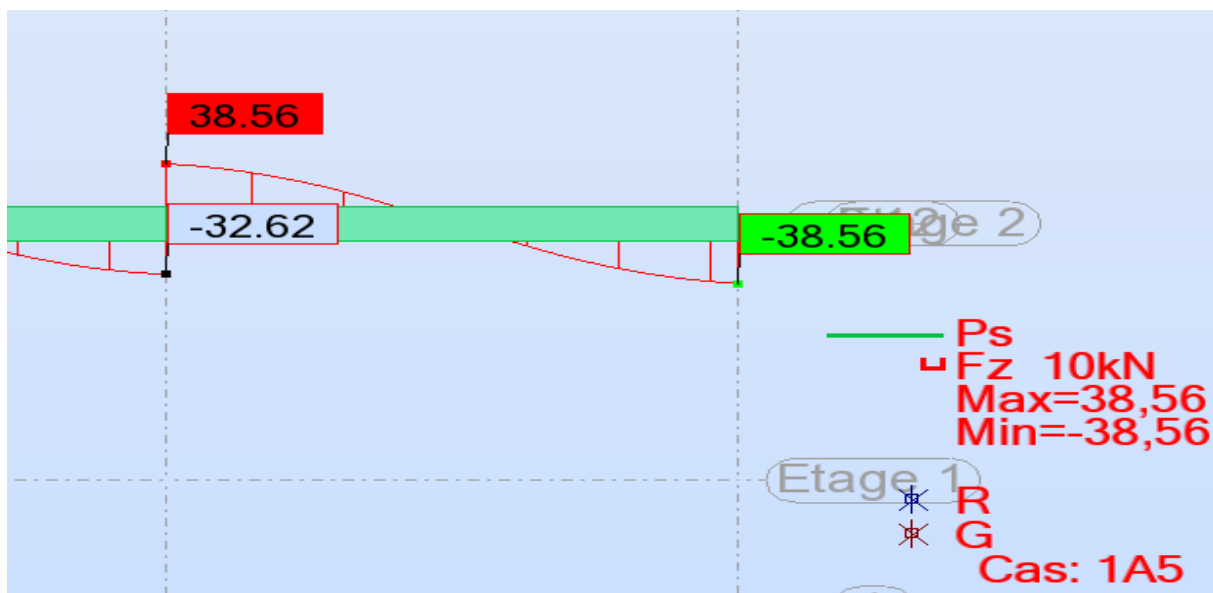


Figure VI. 13. Effort tranchant max des poutres secondaires.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}; \text{ avec } T_u = 38.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{38560}{300 \times 360} = 0.35 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible $\rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\overline{\tau_u} = \min(4.34; 5) = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.35 < \overline{\tau_u} = 4.34 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

- **Les armatures transversales :**

- **Dans la Zone nodale :** D'après RPA2003 (art.7.5.2, 2)

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(10; 12; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans la Zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Section minimal des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA99/V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

$$A_t = 0.003.15.30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

VI.5.14. Présentation du ferrailage :

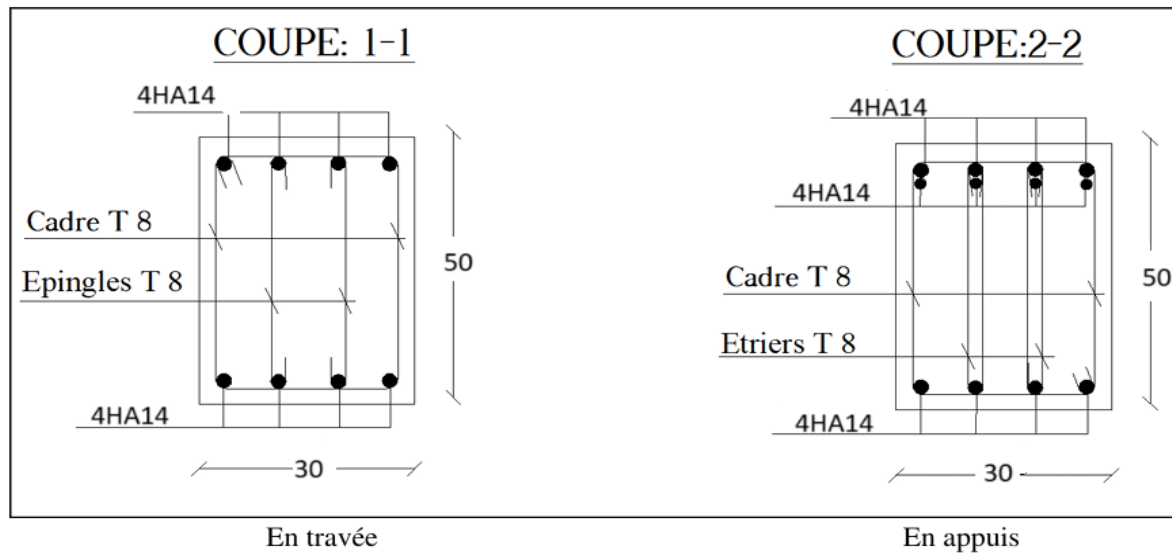


Figure VI. 14. Schéma de ferrailage des poutres principales.

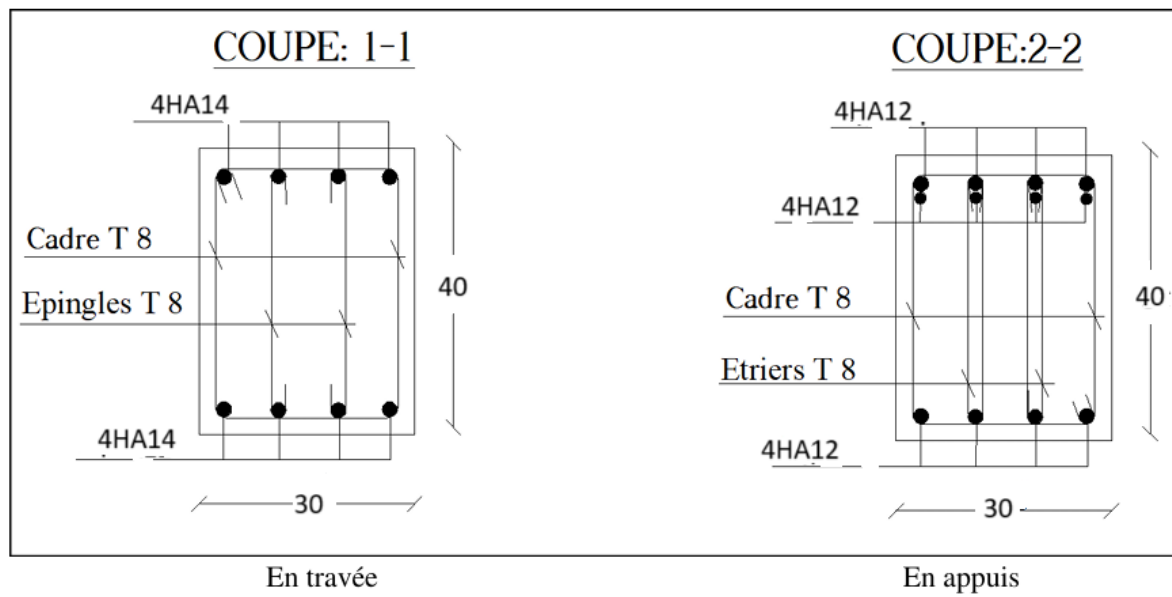


Figure VI. 15. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.6. Ferrailage des voiles :

VI.6.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales dues à la force sismique et aussi assurant la transmission des charges verticales aux fondations.

Les voiles seront calculés à la flexion composée sous l'effet des sollicitations qui engendrent le moment fléchissant et l'effort normal déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, la charge d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.6.2. Types d'armatures :

VI.6.2.1. Armatures verticales : selon l'RPA.99.art.7.7.4.1

Les armatures vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - ✓ En zone courante égale a 0.10%.
- Si il y a des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VI.6.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1.5a$ (a: Epaisseur du voile).
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.6.3. Calcul du ferrailage :

Les sollicitations du voile le plus sollicité :

La combinaison qui nous donne le cas le plus défavorable est la combinaison accidentelle sismique : **G + Q + E**

$$M = 557,62 \text{ kN.m} ; N = -47312 \text{ KN}$$

Voile	l (m)	h (m)	d (m)	e (m)	c (m)
	3,06	2	1.95	0.15	0.05

VI.6.4. Armatures verticales :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{557.62}{473.12} = 1.17 \text{ m}$$

$$A = (0.337h - 0.81C)b.h.\sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 150 \times 2000 \times 18.5$$

$$A = 3515.925 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 557.62 - 473.12(1.95 - 1) = 108.15$$

$$\rightarrow B = 473.12(1.95 - 0.05) - 108.15 = 790.77 \text{ KN.m}$$

Comme $A > B \rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

- **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \cdot \frac{e}{h})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{2} = 1.07 \quad ; \quad \max(15 ; 19.5) = 19.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.07 < \max(15 ; 20 \cdot \frac{e}{h}) = 19.5 \dots\dots\dots(c.v)$$

- **Calcul de ferrailage :**

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{108150}{0.15 \times 1950^2 \times 18.5} = 0.01 < \mu_l$$

La section est simplement armée $\longrightarrow A'=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.99$$

$$A_{fs} = \frac{108150}{400 \times 0.99 \times 1.95} = 1.40 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_{fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.40 + \frac{473120}{100 \times 400} = 13.22 \text{ cm}^2$$

VI.6.5. L'armature verticale minimale :

les caractéristiques géométriques du voiles :

L(m)	e(m)	y = L/2=	S(m ²)	I(m ⁴)
2	0.15	1	0.3	0.1

Alors on calcule les contraintes σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y \rightarrow \sigma_1 = \frac{473.12}{0.3} + \frac{557.62}{0.1} \cdot 1 = 7.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot y \rightarrow \sigma_2 = \frac{473.12}{0.3} - \frac{557.62}{0.1} \cdot 1 = -3.99 \text{ MPa}$$

Comme $\sigma_2 < 0$ donc on calcule la longueur de la zone tendue :

$$L_t = L \left(\frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \right) \rightarrow L_t = 2 \left(\frac{3.99}{7.15 + 3.99} \right) = 0.71 \text{ m}$$

VI.6.6. La section d'armature minimale dans la zone tendue :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\% \times L_t \times a \rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.002 \times 71 \times 15 = 2.13 \text{ cm}^2$$

VI.6.7. Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

✚ Globalement dans la section du voile : (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.3)

$$A_{min}^G = 0.15\% \times b \times h \rightarrow A_{min}^G = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend les sections suivantes :

✚ Dans la zone tendue :

On prend la section max entre (A_{min}^{RPA} ; A_{cal})

$$A_s^t = \max(2.13 ; 13.22) = 13.22 \text{ cm}^2$$

✚ En zone Courante :

$$h' = h - 2L_t = 2 - 2 \times 0.71 = 0.58 \text{ m}$$

$$A_s^C = 0.1\% \times b \times h' \rightarrow A_s^C = 0.001 \times 15 \times 58 = 0.87 \text{ cm}^2$$

 La section totale d'armatures dans le voile :

$$A_s^{total} = 2A_s^t + A_s^c \rightarrow A_s^{total} = 2 \times 13.22 + 0.87 = 27.31 \text{ cm}^2$$

 L'espacement :

D'après l'RPA99/v2003, art.7.7.4.3, l'espacement est comme suit :

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30) = 22.5\text{cm}$$

On prend **S=20cm**

L'espacement dans l'extrémité du voile, d'après l'art.7.7.4.1, RPA99 :

$$S' < \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm} \text{ on prend } S'=10\text{cm}$$

Donc la répartition des armatures verticales :

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{total}}}{2} = \frac{27.31}{2} = 13.65 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **8HA12+6HA10 = 13.76cm²/nap**

$$\left\{ \begin{array}{l} 8\text{HA12} : \text{Pour les deux zones tendues.} \\ 6\text{HA10} : \text{Pour la zone courante} \end{array} \right.$$

VI.6.8. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b.d} \text{ avec } T = 1126.81 \text{ KN} \rightarrow \sigma_b = \frac{1126810}{150 \times 1950} = 3.85 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_b = 3.85 < \overline{\sigma}_b = 5$ (C.V)

VI.6.9. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.
Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^G = 0.15\% \times b \times 1 \rightarrow A_{\text{min}}^G = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25\text{cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_s^C = 0.1\% \times b \times 1 \rightarrow A_s^C = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5\text{cm}^2$$

Donc on prend : **A_{hor}=4Ø10=3.14 cm²/ml**

VI.6.10. Schéma de ferrailage :

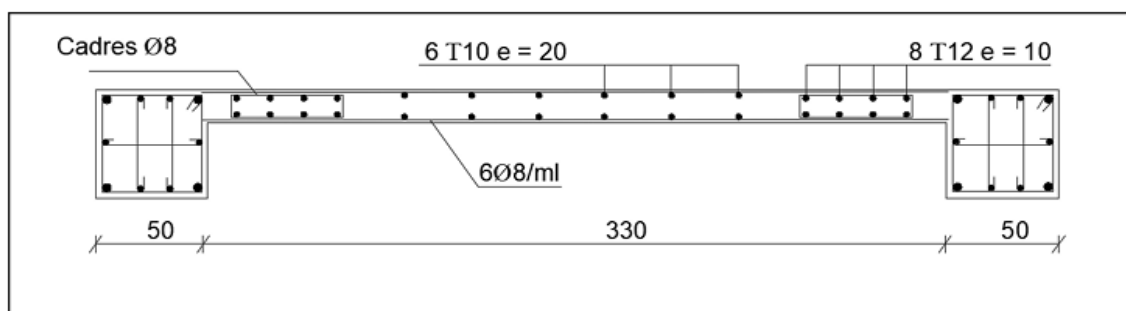


Figure VI. 16. Schéma de ferrailage du voile.



Chapitre VII

Etude de L'infrastructure



VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$; $G+Q\pm E$) pour la vérification.

Etude géotechnique :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone IIa les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet

sont :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (meuble).

- Ancrage des fondations : $d = \frac{H_T}{10} = \frac{30.6}{10} = 3.06 \text{ m.}$

➤ **Remarque :**

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

VII.4. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radié général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 37753,36 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{37753.36}{180} = 209.74 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_b = 299.4 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{209.74}{299.4} = 0.70 = 70\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.5. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- La dalle : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max} = 5.80$ m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h > 29$ cm on prend **$h_d = 50$ cm**

- La nervure : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

Donc : $h > 58$ cm. On prend **$h_n = 60$ cm**

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

c) Condition de la rigidité :

$$L_{max} = \frac{\pi \times L_e}{2}$$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}$$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=4100 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$L_{max} = 5.80 \text{ m} , \quad E = 3216420 \text{ t/m}^2 , \quad K = 4100 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4100 \times 5.8^4}{3216420 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.89 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (89 \text{ cm}, 50 \text{ cm}, 60 \text{ cm})$$

- On prend : **$h_r = 90 \text{ cm}$**

VII.5.2. Détermination des efforts :

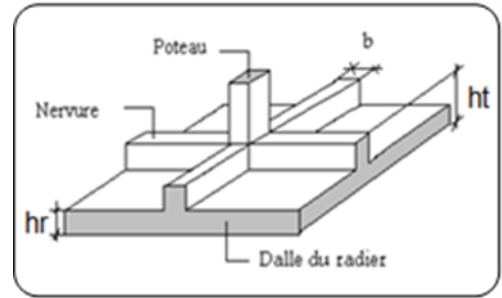
➤ ELU : $N_u = 51645,40 \text{ KN}$

➤ ELS : $N_s = 37753,36 \text{ KN}$

VII.5.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{51645,40}{180} = 286.91 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 209.74 \text{ m}^2$$



$$S_{\text{bâtiment}} = 299.4 \text{ m}^2 > \max (S1; S2) = 286.91 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : La surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_y : Longueur en plan (13.8 m)

L_x : Largeur en plan (23 m)

VII.5.4. Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où : } h_n = 90 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (45; 30 \text{ cm}).$$

On prend : **D** = 0.45 m ; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 299.4 + 0.45 \times 2(13.8 + 23) = 332.52 \text{ m}^2$$

VII.5.5. Les vérifications nécessaires :

VII.5.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 80.1 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51645,40 \times 1}{331.784} \times \frac{5.8}{2} = 451.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{451.41 \times 10^3}{1000 \times 801} = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.5.2. Vérification au poinçonnement [BAEL91 (article A.5.2.42)]

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

N_U : charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu_c = 2(a+b+2h_r) = 2(0.5+0.5+2(0.90)) = 5.6m$$

h : la hauteur de la dalle du radier.

$$N_u = 2020.98 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 5600 \times 900 \times 25}{1.5} = 3780 \text{ KN} \dots (\text{C.V})$$

VII.5.5.3. Vérification de l'effort de sous pression :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec W : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma=10\text{KN/m}^3$)

S : Surface du radier ($S=332.52 \text{ m}^2$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h=2.754\text{m}$)

$$W = 34808.4 > 1.5 \times 10 \times 2.754 \times 332.52 = 13736.4 \text{ KN} \dots (\text{C.V})$$

VII.5.5.4. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : La résultante de moment dû au séisme.

N : la résultante charge verticale permanente. ($N = 0.8G + E$)

	Sens x-x	Sens y-y
N_{total}	26625,39	26625,39
$M(\text{kN.m})$	188,89	2366,95
$e(\text{m})$	0.007	0.088
$L/4$	5.75	3.45
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VII. 1. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$)

VII.5.5.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E):

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ avec : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Sens x-x : $L_x = 23\text{m}$; $V_x = 11.5\text{m}$; $I_{xx} = 17344.05 \text{ m}^4$

Sens y-y : $L_y = 13.8\text{m}$; $V_y = 6.9\text{m}$; $I_{yy} = 9834.55 \text{ m}^4$

	Sens x-x	Sens y-y
N (kN)	26625,39	26625,39
M (Kn.m)	188,89	2366,95
σ_1	80.16	81.73
σ_2	79.94	78.41
σ_m	80.1	80.9
$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{ Kn/m}^2$	C.V	C.V

Tableau VII. 2. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

VII.5.6. Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VII.5.6.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Tableau VII. 3. Le calcul des moments en travée et en appuis selon la méthode de PIGEAUD.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.5.6.2. Evaluation des charges :

➤ Poids du radier :

✓ ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{51645,40}{331,784} = 155.65 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS:

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{37753,36}{331,784} = 113.78 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.00×5.80) m².

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.00}{5.80} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 155.65 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0498$ $\mu_y = 0.693$
- **l'ELS** : $v = 0.2$; $q_{\text{ser}} = 113.78 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0569$ $\mu_y = 0.791$

VII.5.6.3. Calcul des moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Le panneau travaille dans les deux directions, en appliquant les formules au-dessus, on trouve les résultats dans le tableau suivant :

- ELU :

	<i>Panneau de rive</i>	<i>Panneau intermédiaire</i>
v	0	0
μ_x	0.0498	0.0498
μ_y	0.693	0.693
qu (kN/ml)	155.65	155.65
M_x (kN.m)	193.67	193.67
M_y (kN.m)	134.21	134.21
M_{t x} (kN.m)	164.61	145.25
M_{t y} (kN.m)	114.07	100.65
M_a (kN.m)	58.10	96.83

Tableau VII. 4. Résultats des moments du panneau sur appui et en travées à l'E.L.U.

VII.5.6.4. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \, b \, d \, f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; b=100\text{cm} ;$$

$$\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} ; \mathbf{dx} = h - c - \frac{\phi}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm} ; \mathbf{dy} = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u(KN. m)	96.83	164.61	96.83	114.07
μ	0.037	0.064	0.032	0.044
μ < μ_l	Oui	Oui	Oui	Oui
α	0.047	0.082	0.04	0.056
β	0.981	0.967	0.987	0.977
σ_s	348	348	348	348
A_s(cm²/ml)	6.67	11.34	6.67	7.86
A_{s min}(cm²/ml)	5.13	5.13	4.52	4.52
Choix des barres/ml	5HA14	6HA16	5HA14	6HA16
A_S corres (cm²/ml)	9.24	12.06	7.69	12.06
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII. 5. Calcul de ferrailage du panneau de radier à l'E.L.U

• **ELS :**

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(art.4.5.2)}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6 ; \sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

	<i>Panneau de rive</i>	<i>Panneau intermédiaire</i>
v	0.2	0.2
μ_x	0.0569	0.0569
μ_y	0.791	0.791
qu (kN/ml)	113.78	113.78
M_x (kN.m)	161.85	161.85
M_y (kN.m)	128.02	128.02
M_{t x} (kN.m)	137.57	121.38
M_{t y} (kN.m)	108.81	77.77
M_a (kN.m)	48.55	80.92

Tableau VII. 6. Résultats des moments du panneau sur appui et en travées à l'E.L.S.

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u(KN. m)	80.92	161.85	80.92	108.81
μ	0.031	0.063	0.031	0.042
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui	Oui	Oui
α	0.039	0.081	0.039	0.053
β	0.984	0.967	0.984	0.978
σ_s	348	348	348	348
A_s(cm²/ml)	5.56	11.12	6.30	8.47
A_{s min}(cm²/ml)	5.13	5.13	4.52	4.52
Choix des barres/ml	5HA14	6HA16	5HA14	6HA16
A_{S corres} (cm²/ml)	9.24	12.06	7.69	12.06
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII. 7. Calcul de ferrailage du panneau de radier à l'E.L.S

VII.5.6.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : *BAEL 91 (A.5.1 ,21)*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{155.65 \times 5.8}{2} = 451.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{451380}{1000 \times 425} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(2.5 ; 5) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$ (C.V)

VII.5.6.6. Etude du débord du radier :

Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.

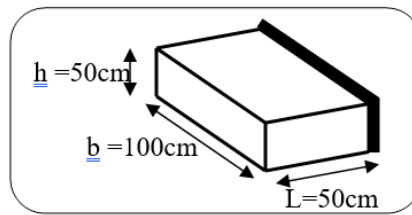


Figure VII. 1. Vue en 3D du débord.

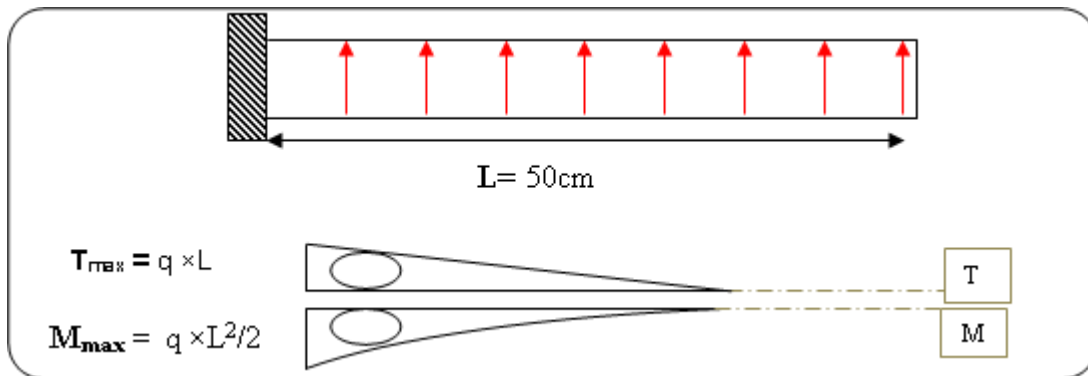


Figure VII. 2. Schéma statique de poutre semi-encasté

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	50	45	50	310.96	216.3

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h$$

Condition de non fragilité: $A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

	M _{max}	μ	α	β	A _s (cm ²)		A _{mi} n (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	38.87	0,014	0,017	0,993	2.50		5.43	12.50	6HA16=12.6
ELS	27.03	0,009	0,011	0,996	2.99		5.43	12.50	6HA16=12.6

Tableau VII. 8. Les armatures longitudinales utilisées pour les radier

VII.5.6.7. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 310.96 \times 0.5 = 155.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{155.48 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.345 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.345 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.5.7. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

$h = 90 \text{ cm}$;

$d = 0.9h = 81 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

- Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{51645,40}{331.784} = 155.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{37753,36}{331.784} = 113.78 \text{ KN/m}^2$$

- ELU :
- Les moments

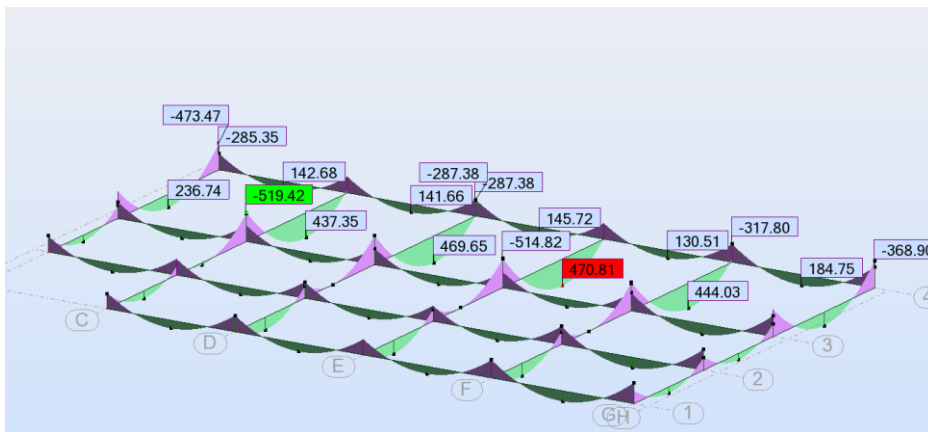


Figure VII. 3. Diagrammes des moments fléchissant de nervure du radier à l'E.L.U

- L'effort tranchant :

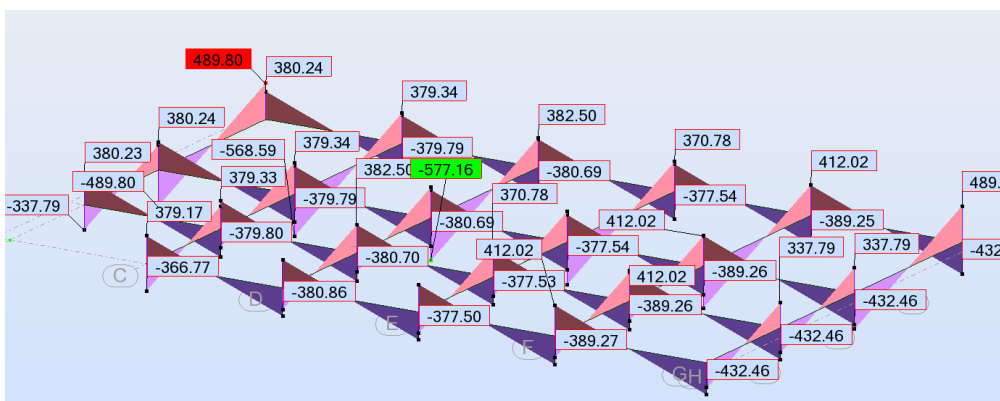


Figure VII. 4. Diagrammes des efforts tranchants de nervure du radier à l'E.L.U

- **ELS :**
 - **Les moments :**

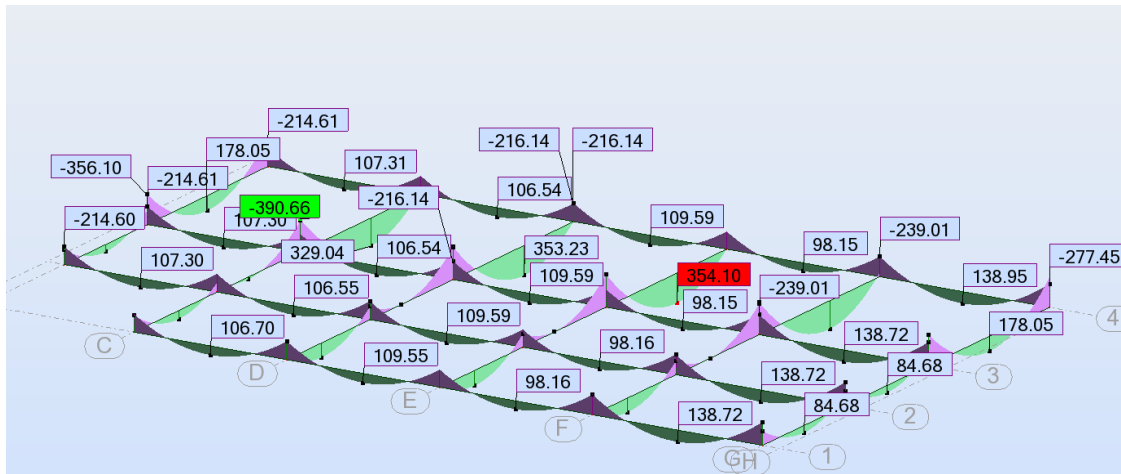


Figure VII. 5. Diagrammes des moments fléchissant de nervure du radier à l'E.L.S

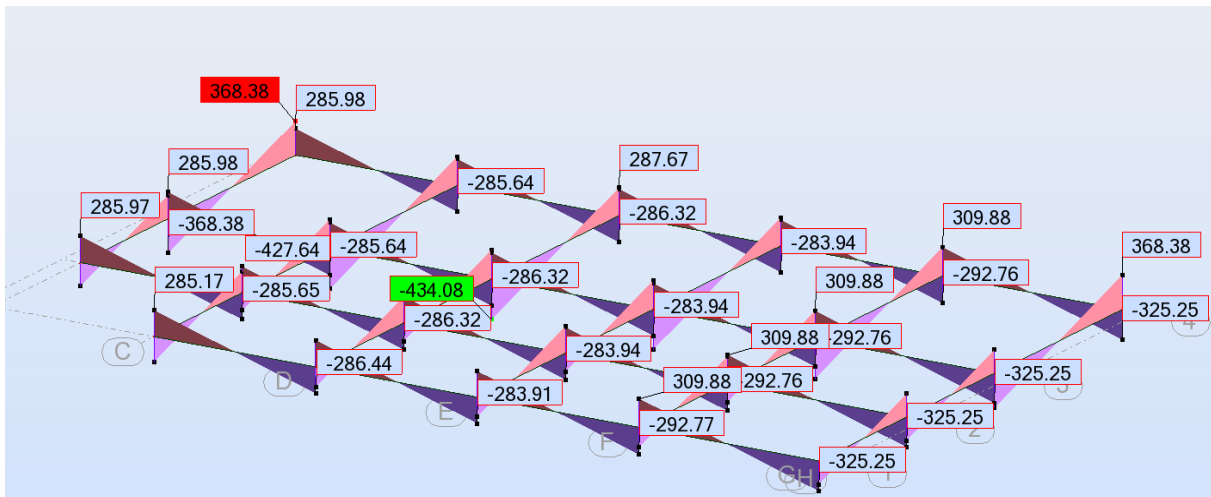


Figure VII. 6. Diagrammes des efforts tranchants de nervure du radier à l'E.L.S

- **ELU :** $M_t = 470.81 \text{ KN.m}$; $M_a = -519.42 \text{ KN.m}$
- **ELS :** $M_t = 354.10 \text{ KN.m}$; $M_a = -390.66 \text{ KN.m}$

VII.5.7.1. Ferrailage de nervure a l'ELU :

		M_u [KN. m]	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{ado} p	Section adoptée
ELU	Appui	519.42	0.09	0.118	0.952	19.35	5.86	19.63	4HA25
	Travée	470.81	0.08	0.104	0.958	17.54	5.86	19.63	4HA25

VII.5.7.2. Ferrailage de nervure a l'ELS :

		M_u [KN. m]	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{ado} p	Section adoptée
ELS	Appui	390.66	0.069	0.089	0.964	14.37	5.86	19.63	4HA25
	Travée	354.10	0.063	0.081	0.967	12.99	5.86	19.63	4HA25

VII.5.7.3. Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$$

$$V_{max} = 368.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{368680}{600.810} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

Armatures transversales minimales :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) = (23.14 ; 60 ; 25) \rightarrow \text{on prend } \phi_l = 10 \text{ mm}$$

Armatures transversales minimales :

$$S_t = 0.003.S_t.b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

➤ **Dans la Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(20.25; 24; 30\text{cm}) = 20.25\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 15\text{cm}$$

- **Dans la Zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} = 40.5\text{cm} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

VII.5.8. Schéma ferrailage de radier :

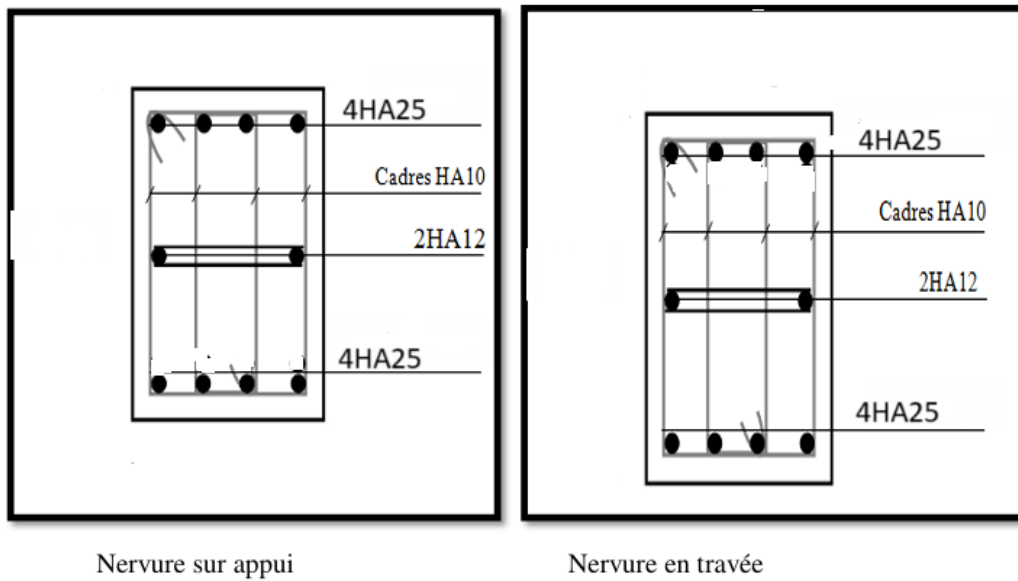


Figure VII. 7. ferrailage sur appui Et en travée de nervure.

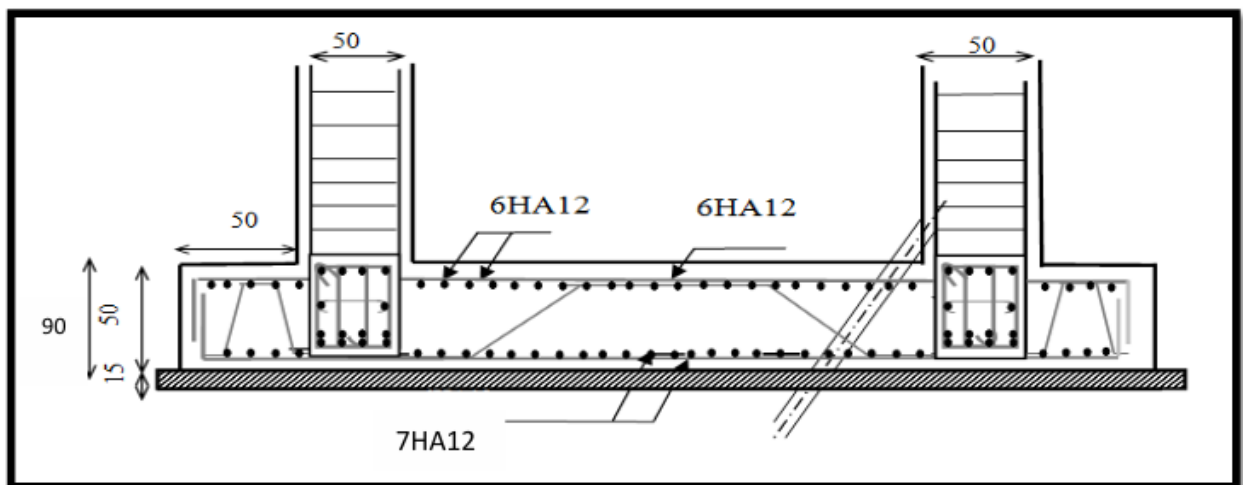


Figure VII. 8. ferrailage globale de radier.



Conclusion générale



Conclusion général

La réalisation de ce travail de fin d'étude nous a permis d'enrichir et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de l'ingénierie en général et de mieux comprendre les principes du contreventement des structures et de la conception parasismique.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé comportant un RDC + 09 étages (R+9), doté d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques. Après une descente de charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour déterminer les paramètres dynamiques de l'ouvrage et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations, respectivement, normales et accidentelles.

L'utilisation de l'outil informatique à savoir le logiciel «ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS» a été d'un grand apport dans la modélisation tridimensionnelle de la structure et l'automatisation de la méthodologie de calcul. A cet effet, nous avons procédé à la détermination des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage ainsi que les efforts internes sollicitant chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans les éléments de la structure sont ensuite utilisés pour le calcul des sections d'acier suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation en vigueur dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Finalement, ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.



Bibliographie



BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA93 : Règles de conception et calcul des constructions en béton armé

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
- AUTO CAD 2016. (Dessin).
- Word 2013. (Traitement de texte).
- Excel 2013(Calculs et tableaux).