

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira - Béjaïa



Faculté de Technologies

Département de GENIE CIVIL

Master 2. Option Structures

Mémoire de fin de cycle

Thème

Etude d'un bâtiment (R+15+sous-sol) à usage multiple

Encadré par :

Mr. HADDI Idir

Présenté par :

Mlle, BENMOKHTAR Chahla

Mlle. MERABTINE Sarah

Membres de jurys

Mr Belhamdi

Examineur

Mr Attal

Président

Année universitaire : 2023-2024

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier en premier, le bon Dieu de nous avoir accordé la foi, la force et le courage pour réaliser ce projet dans de bonnes conditions.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à sa réalisation.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude à notre encadrant Mr Haddi Idir, d'avoir accepté de nous encadrer, pour son aide précieuse et pour sa contribution à la réalisation de notre projet.

Nos remerciements vont également aux membres de jurys qui nous font l'honneur d'examiner notre travail, sans oublier de remercier les enseignants qui nous ont formés

Dédicace I

Je dédie ce projet

A ma chère mère,

A mon cher père,

*Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de soutenir et de m'épauler
pour que je puisse atteindre mes objectifs.*

A mes frères, Bachir et Rayane

*A ma chère sœur Anissa, son mari Fodil et ses enfants Samy et Eliana,
Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.*

A mon cher grand-père,

A qui je souhaite une bonne santé

A ma chère binôme, Sarah,

Pour son entente et sympathie

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

A mes chère ami(e)s, Sarah, katia, Massi, Mouloud, Ghani, Dihouche,

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

Dédicace II

Je dédie ce projet

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères, Adel et Maksen

Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère binôme, Chahla,

Pour son entente et sympathie

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

A mes chère ami(e)s, Dr Sarah, Moufi, Dihouche, Sarah, Massinissa Bechir et Katia

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

Table de matière

Introduction générale.....	3
Chapitre I. généralités	0
I. Préparation du projet	2
I.1 Présentation de l'ouvrage	2
I.2 Caractéristique géométrique de la structure	2
I.3 Données géotechnique du site	2
I.4 Caractéristiques structurales	3
I.4.1 Plancher	3
I.4.1.1 Planchers corps creux.....	3
I.4.1.2 Planchers dalle pleine	4
I.4.2 Escalier :.....	4
I.4.3 Maçonnerie	5
I.4.3.1 Murs extérieurs	5
I.4.3.2 Murs intérieurs.....	5
I.4.4 Acrotère.....	5
I.4.5 Revêtements.....	5
I.4.6 Gaine d'ascenseurs.....	5
I.4.7 Ossature	5
I.4.8 Isolation	6
I.5 Règlements, normes et documents utilisées.....	6
I.6 Actions et sollicitations.....	6
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I.7.1 Béton	7
I.7.1.1 Résistances mécaniques du béton	7
I.7.1.2 Etats limites de calculs : (béton)	8
I.7.1.3 Règle des trois pivots	9
I.7.1.4 Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91).....	10
I.7.2 Les aciers	10
I.7.2.1 Résistance caractéristique de l'acier	11
Conclusion.....	12
Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments.....	13
Introduction.....	13
II.1 Pré-dimensionnement des éléments	13

II.1.1	Les éléments secondaires.....	13
II.1.1.1	Plancher.....	13
II.1.1.2	Les escaliers.....	18
II.1.2	Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	25
II.1.2.1	Poutres	25
II.1.2.2	Les poteaux.....	26
II.1.2.3	Les voiles	27
II.2	Evaluation du chargement	28
Conclusion		33
Chapitre III	calcul des éléments secondaires.....	13
III.1	Etude des planchers	45
III.1.1	Calcul des poutrelles.....	45
III.1.1.1	Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91).....	45
III.1.1.2	Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91).....	47
III.1.1.3	Ferraillage des poutrelles	54
III.2	Planchers dalles pleines.....	68
III.3	Etude de l'acrotère	76
III.3.1	Hypothèses de calcul :.....	77
III.3.2	Evaluation des charges et surcharges	77
III.3.2.1	Charge verticale.....	77
III.3.2.2	Charge horizontale (Charge sismique)	77
III.3.3	Calcul des sollicitations.....	78
III.3.3.1	Calcul de ferraillage	80
III.3.3.2	Condition de non fragilité	80
III.3.3.3	Armature de répartitions	80
III.3.3.4	Espacement	80
III.3.3.5	Vérification au cisaillement	80
III.4	Les Escaliers.....	81
III.4.1	Définition	81
III.4.2	Les charges permanentes.....	81
III.4.3	Calcul des sollicitations.....	82
III.4.3.1	Calcul des réactions.....	82
III.4.3.2	Calcul des moments	83
III.4.3.3	Calcul des moments réels.....	83
III.4.4	Ferraillage	83
III.4.5	Vérification de l'effort tranchant	84

III.4.6	Armatures de répartition	84
III.4.7	Vérification à l'ELS	84
III.4.7.1	État limite de compression du béton	84
III.4.7.2	La charge qui revient sur la volée et sur le palier.....	84
III.4.7.3	Vérification de la flèche.....	85
III.5	Etude de la poutre palière.....	86
III.5.1	Dimensionnement.....	87
III.5.1.1	Moment de torsion	87
III.5.1.2	Calcul des moments	88
III.5.1.3	Calcul de l'effort tranchant	88
III.5.2	Ferraillage à l'ELU	88
III.5.2.1	Armatures transversales	88
III.5.2.2	Vérification du cisaillement.....	88
III.5.3	Calcul à la torsion	89
III.5.3.1	Armatures transversales	89
III.5.3.2	Cisaillement par rapport à la torsion.....	89
III.5.4	Ferraillage globale	89
III.5.4.1	Armatures transversales	89
III.5.5	Vérification à l'ELS	89
III.5.5.1	Calcul des moments	90
III.5.5.2	La flèche	90
III.6	Etude de la poutre brisée	91
III.6.1	Dimensionnement.....	91
III.6.2	Calcul à la flexion simple	91
III.6.2.1	Calcul des sollicitations	92
III.6.2.2	Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple	92
III.6.2.3	Vérification de la contrainte de cisaillement	92
III.6.2.4	Armatures transversales à la flexion simple	92
III.6.3	Calcul à la torsion	93
III.6.3.1	Le moment de torsion.....	93
III.6.3.2	Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion	93
III.6.3.3	Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion	93
III.6.3.4	Armatures longitudinales en torsion.....	94
III.6.3.5	Armatures transversales en torsion.....	94
III.6.4	Ferraillage de la poutre brisée.....	94
III.6.4.1	Armatures transversales	94

III.6.4.2	Armatures longitudinales	94
III.6.5	Calcul à l'ELS	95
III.6.5.1	Vérification de σ_{bc}	95
III.6.5.2	La flèche	96
III.7	Etude de la poutre de chaînage.....	96
III.7.1	Dimensionnement	96
III.7.1.1	Condition de la flèche BAEL91	96
III.7.1.2	Exigences du RPA99/2003.....	97
III.7.2	Définition des charges	97
III.7.3	Ferrailage à l'ELU	98
III.7.3.1	Calcul de l'effort tranchant	98
III.7.3.2	Vérification du cisaillement.....	98
III.7.3.3	Armatures transversales	98
III.7.4	Vérifications à l'ELS.....	98
III.7.4.1	La flèche	99
III.7.5	Définition des charges	100
III.7.6	Ferrailage à l'ELU	100
III.7.7	Vérification de l'effort tranchant	100
III.7.7.1	Vérification du cisaillement.....	100
III.7.7.2	Armatures transversales	100
III.7.7.3	Vérification du cisaillement.....	101
III.7.7.4	Armatures transversales	101
III.7.8	Vérifications à l'ELS.....	101
Chapitre IV	Etude dynamique.....	45
Introduction.....		104
IV.1	Méthode de calcul.....	104
IV.1.1	Méthode statique équivalente.....	104
IV.1.2	Méthode d'analyse modale spectrale :.....	105
IV.1.2.1	Spectre de réponse de calcul :	105
IV.2	Modélisation de la structure	108
IV.2.1	La disposition des voiles	110
IV.3	Périodes de vibration et taux de participation des masses modale	112
IV.4	Analyse des résultats.....	112
IV.4.1	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	115
IV.4.1.1	Justification de l'interaction voiles-portiques	115
IV.4.2	Vérification de l'effort normal réduit	117

IV.4.3	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :	118
IV.4.4	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	118
IV.4.5	Justification vis à vis de l'effet P-Delta	120
Conclusion		122
Chapitre V calcul des éléments principaux.....		45
V.1	Etude des poutres	123
Introduction.....		123
V.1.1	Ferraillage	123
V.1.1.1	Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)	123
V.1.1.2	Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)	124
V.1.2	Recommandation de CBA93.....	124
V.1.3	Calcul du ferraillage	124
V.1.3.1	Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :	124
V.1.3.2	Contrainte tangentielle maximale.....	127
V.1.3.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	128
V.1.3.4	Vérification à l'ELS	129
V.2	Etude des poteaux.....	132
V.2.1	Les armatures longitudinales	133
V.2.2	Armatures transversales.....	134
V.2.3	Sollicitations dans les poteaux	135
V.2.4	Ferraillage des poteaux	135
V.2.5	Armatures transversales.....	137
V.2.6	Vérifications.....	138
V.2.6.1	Vérification au flambement	138
V.2.6.2	Vérification des contraintes de cisaillement.....	139
V.2.6.3	Vérification des contraintes.....	140
V.2.6.4	Vérification des zones nodales.....	141
Conclusion		146
V.3	Étude des voiles	148
Introduction.....		148
V.3.1	Recommandations du RPA99 :	149
V.3.2	Sollicitations de calcul :	150
V.3.3	Calcul du ferraillage.....	150
V.3.3.1	Armatures verticales	151
V.3.3.2	Espacement des barres verticales	152
V.3.3.3	Armature horizontale.....	152

V.3.3.4	Vérfications.....	153
Chapitre VI	Etude de l'infrastructure	123
Introduction.....		157
VI.1	Choix de type de fondation	157
VI.2	Calcul de l'épaisseur	159
VI.2.1	condition forfaitaire	159
VI.2.2	Condition de rigidité.....	160
VI.2.3	Condition de cisaillement.....	160
VI.3	Vérfications nécessaires	161
VI.3.1	Vérfication de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (art 3.541.a).....	161
VI.3.2	Vérfication de la poussée hydrostatique.....	162
VI.3.3	Vérfication de la stabilité au renversement	163
VI.3.4	Vérfication du poinçonnement	163
VI.4	Ferraillage du radier	164
VI.4.1	Sollicitation du panneau.....	164
VI.4.2	Ferraillage du panneau.....	165
VI.4.3	Vérfications nécessaires	165
VI.4.4	Ferraillage à l'ELS.....	166
VI.5	Etude des nervures.....	167
VI.5.1	Calcul des sollicitations.....	169
VI.5.1.1	Calcul du chargement.....	169
VI.5.1.2	Calcul de sollicitations	171
VI.5.1.3	Calcul de ferraillage.....	172
VI.5.1.4	Vérfications à l'ELU.....	173
VI.5.1.5	Vérfication à l'ELS :.....	174
VI.6	Etude du voile périphérique	175
VI.6.1	Evaluation des charges et surcharges	175
VI.6.2	Calcul des sollicitations.....	176
VI.6.3	Ferraillage à l'ELU	176
VI.6.4	Vérfications nécessaires	177
Conclusion générale		157
Bibliographie.....		180
Annexes		182

Liste des figures

Figure 1. Plancher corps creux	Erreur ! Signet non défini.
Figure 2. Escalier à deux et trois volées.	4
Figure 4. Diagramme contraintes- déformation de béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5. Règles des trois Pivots.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6. Plancher à corps creux	13
Figure.7. Schéma de la disposition des poutrelles RDC.....	14
Figure.8. Schema de la disposition des poutrelles étage courant	Erreur ! Signet non défini.
Figure.9. Schéma de la disposition des poutrelles T.I.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.10. Schéma de la poutrelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure.11. Détail d'un escalier	18
Figure.12. Coupe transversale d'un voile.....	27
Figure 13. Surface afférente P1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 14. Surface afférente P2	Erreur ! Signet non défini.
Figure 15. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à la plus de travée	46
Figure 16. Diagramme des efforts tranchants	47
Figure 17. La coupe transversale d'une poutrelle.....	54
Figure 18. Section de la dalle pleine à ferrailer	70
Figure 19. Schema de ferrailage de dalle quatre appuis	75
Figure 20. Schéma de ferrailage de dalle deux appuis	76
Figure 21. Schéma ferrailage de dalle un appui	Erreur ! Signet non défini.
Figure 22. coupe de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 23. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	81
Figure 24. Coupe en élévation de l'escalier mezzanine et étage courant.....	81
Figure 25. Schéma statique de l'escalier	82
Figure 26. Schémas statique de l'escalier (charge équivalente).....	82
Figure 27. Schéma de ferrailage de l'escalier	86
Figure 28. Schéma statique de la poutre palière	87
Figure 29. Schéma de ferrailage de la poutre palière	90
Figure.30. Coupe élévation de la poutre briser	91
Figure 31. Schéma statique de la poutre brisé.....	91
Figure 32. Schéma de ferrailage de la poutre brisé	95
Figure 33. Shéma statique de la poutre chainage	96
Figure 34. Shéma de ferrailage de la poutre chainage.....	99
Figure 35. Spectre de réponse.....	107
Figure 36. La vue en 3D de la structure.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 37. Disposition des voiles RDC	110
Figure 38. Disposition des voiles E.C	111
Figure 39. Dispositions des voiles T.I	111
Figure 40. Mode translation l'axe Y-Y	113
Figure 41. Mode translation l'axe X-X	114
Figure 42. Mode de rotation suivant l'axe Z-Z.	115
Figure 43. Schémas de ferrailage de la poutre principale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 44. Schémas de ferrailage de la poutre secondaire.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 45. Zone nodale.....	133
Figure 46. Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau	142

Figure 48. Résultats donnés par Socotec	161
Figure 49. Schéma de ferrailage du radier.....	167
Figure 50. Schéma des lignes de rupture	168
Figure 51. Les nervures les plus sollicitées	169
Figure 52. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée X-X	170
Figure 53. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon Y-Y.....	170
Figure 54. Poussée des terres.....	175
Figure 52. Répartition des contraintes sur le voile	Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

Tableau 1. Fe en fonction du type d'acier	11
Tableau .2. Pré-dimensionnement des dalles pleines	17
Tableau.3. Pré-dimensionnement des escaliers du sous-sol.....	19
Tableau .4. Pré-dimensionnement des escaliers du RDC1.....	20
Tableau.5. pré-dimensionnement des escaliers du RDC2.....	23
Tableau.6. pré-dimensionnement des escaliers de la mezzanine et de l'étage courant.....	24
Tableau.7. Pré-dimensionnement de différente poutres	25
Tableau.8. Pré-dimensionnement des voiles	28
Tableau 9. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	28
Tableau 10. Evaluation des charges au plancher courant à corps creux.....	28
Tableau 11. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux RDC1.....	29
Tableau 12. Évaluation des charges revenant aux balcons.....	29
Tableau 13. Évaluation des charges revenant au palier.....	29
Tableau 14. Évaluations charges revenant au plancher courant en dalle pleine RDC1	29
Tableau 15. Evaluation des charges sur les volées.....	30
Tableau 16. Evaluation des charges sur les volées.....	30
Tableau 17. Evaluation des charges sur les volées.....	31
Tableau 18. Evaluation des charges sur les volées.....	31
Tableau 19. Evaluation des charges murs double cloisons	32
Tableau 25. Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux.....	33
Tableau 26. Choix des méthodes de calculs des différents types de poutrelles	51
Tableau 27. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	51
Tableau 28. Calcul des sollicitations dans les poutrelles T.I.....	52
Tableau 29. Calcul des sollicitations dans les poutrelles 7 ^{ème} au 12 ^{ème} étage.....	52
Tableau 30. Calcul des sollicitations dans les poutrelles 1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	52
Tableau 31. Calcul des sollicitations dans les poutrelles Mezzanine.....	53
Tableau 32. Calcul des sollicitations dans les poutrelles RDC2	53
Tableau 33. Calcul des sollicitations dans les poutrelles RDC 1	54
Tableau 34. Ferraillage des poutrelles des différents planchers.....	60
Tableau 35. Vérification des contraintes à l'ELS.....	61
Tableau 36. Vérifications de la flèche à l'ELS	65
Tableau 37. Section d'acier après vérification de la flèche.....	66
Tableau 38. Schéma ferraillage des poutrelles	67
Tableau 39. Ferraillage de la dalle pleine.....	70
Tableau 40. Vérification des contraintes	71
Tableau 41. calcul et vérification de flèche sens x-x'	73
Tableau 42. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	73
Tableau 43. Calcul du ferraillage des dalles.....	74
Tableau 44. Vérification de l'effort tranchant.....	74
Tableau 45. Vérification des contraintes d'aciers et de béton A'ELS.....	74
Tableau 46. vérification de la flèche	75
Tableau 47. Charge permanente revenant à l'acrotère	77
Tableau 48. Combinaisons d'action de l'acrotère.	78
Tableau 49. Les résultats de calcul ferraillage	83
Tableau 50. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	84
Tableau 51. Evaluation de la flèche	86

Tableau 52. Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	88
Tableau 53. Vérification des contraintes à l'ELS.....	90
Tableau 54. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	92
Tableau 55. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	92
Tableau 56. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM A l'ELS	95
Tableau 57. Calcul du ferrailage	98
Tableau 58. Vérification des contraintes d'aciers et de béton A'ELS.....	99
Tableau 59. vérification de la flèche	99
Tableau 60. Sollicitations maximales de la poutre de chaînage.....	100
Tableau 61. Calcul du ferrailage	100
Tableau 62. Vérification des contraintes d'aciers et de béton A'ELS.....	102
Tableau 63. Vérification de la flèche	102
Tableau 64. Valeurs des pénalités P_q	106
Tableau 65. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	112
Tableau 66. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	115
Tableau 67. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	116
Tableau 68. Vérification de l'effort normal réduit.	117
Tableau 69. Vérification de l'effort tranchant à la base	118
Tableau 70. Vérification des déplacements pour le sens x-x'	119
Tableau 71. Vérification des déplacements pour le sens y-y'	119
Tableau 72. Vérification à L'effet P- Δ (x-x).....	121
Tableau 73. Vérification à L'effet P- Δ (Y-Y)	121
Tableau 74. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	126
Tableau 75. Vérification des contraintes tangentielles.....	127
Tableau 76. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	128
Tableau 77. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	129
Tableau 78. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	134
Tableau 79. Les sollicitations dans les différents poteaux.	135
Tableau 80. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	137
Tableau 81. Ferrailage transversal des poteaux.	138
Tableau 82. Vérification au flambement des différents poteaux.....	139
Tableau 83. Vérification des contraintes de cisaillement.	140
Tableau 84. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	141
Tableau 85. Les moments résistants dans les poteaux	142
Tableau 86. Vérification des zones nodales selon le sens principal.	143
Tableau 87. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	144
Tableau 88. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	144
Tableau 89. Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	145
Tableau 90. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	146
Tableau 91. Schémas de ferrailage des poteaux.....	146
Tableau 92. Sollicitations maximales dans le voile.....	150
Tableau 93. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	153
Tableau 97. Ferrailage du radier	165
Tableau 98. Vérifications des contraintes	166
Tableau 99. Calcul de Ferrailage à l'ELS	166
Tableau 100. Vérification des contraintes après augmentation de Ferrailage.....	167
Tableau 101. Chargement sur les travées du sens x-x.....	170
Tableau 102. Le chargement sur la travée selon le sens y-y	170

Tableau 103. Sollicitations dans les nervures à l'ELU.....	171
Tableau 104. Sollicitations dans les nervures à l'ELS	172
Tableau 105. Ferrailage des nervures	173
Tableau 106. Vérification des contraintes	174
Tableau 107. Ferrailage du voile.....	177
Tableau 108. Contraintes du béton.....	178
Tableau 109. Ferrailage à l'ELS	179
Tableau 110. Vérification des contraintes	179

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil représente une discipline majeure de l'ingénierie qui se concentre sur la conception, la construction et la maintenance des infrastructures physiques nécessaires au fonctionnement de la société. Ces infrastructures comprennent les bâtiments, les routes, les ponts, les barrages, les tunnels...ect. Les ingénieurs civils jouent un rôle crucial dans le développement et le fonctionnement des sociétés modernes en fournissant des structures et des installations vitales pour la vie quotidienne. Leur travail consiste à concevoir des projets en tenant compte des contraintes économiques, environnementales et sociales, à superviser leur construction, à gérer les ressources nécessaires, à assurer la sécurité des structures et à garantir leur durabilité et leur fiabilité à long terme, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

En génie civil, les séismes sont d'une importance capitale car ils peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur les structures et les infrastructures. Ce phénomène a toujours été le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Pour procéder à l'étude d'un projet d'une structure en génie civil , on a jugé utile de diviser en parties distinctes notre travail en six chapitres, dont les trois premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique, la structure est soumise au spectre de calcul des Règles Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant un des logiciel de CAO . Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre ; et ensuite une conclusion générale.

Chapitre I. Généralités

I. Préparation du projet

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de la présente étude est un bâtiment (sous-sol + RDC+15) à usage commercial et service pour les 03 premiers niveaux, d'habitation pour le reste des niveaux, et un parking au sous-sol.

Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 79 unités de logements promotionnels au chef-lieu de la Commune d'El Kseur-Wilaya de Bejaia.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la commune d'El Kseur, lieu d'implantation de l'ouvrage est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Les plans architecturaux sont le rapport du sol sont joints à ce document en annexe 2.

I.2 Caractéristique géométrique de la structure

➤ En élévation

- ✓ Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris).....47,95 m
- ✓ Hauteur de RDC 1.....3,85 m
- ✓ Hauteur de RDC2.....3,15 m
- ✓ Hauteur de la Mezzanine.....3,15 m
- ✓ Hauteur de sous-sol.....3,5 m
- ✓ Hauteur des autres étages (usage habitation).....3,15 m

➤ En plan :

- ✓ Longueur totale $L_x = 28.8$ m
- ✓ Largeur totale $L_y = 16.6$ m

I.3 Données géotechnique du site

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondages pressiométriques les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes

- ❖ Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances de pointes moyennes en surface et fortes en profondeur ;
- ❖ Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous

recommandons des fondations superficielles ancrées à partir de **5,00 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible **Qadm = 2,50 bars**

- Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;
- Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des Marnes grises recouvertes par des Argiles marneuses marron ;
- Les tassements à long terme sont admissibles ;
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
- Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule exigée par les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : **S2-** site Ferme ;
- D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
- Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

I.4 Caractéristiques structurales

I.4.1 Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue

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

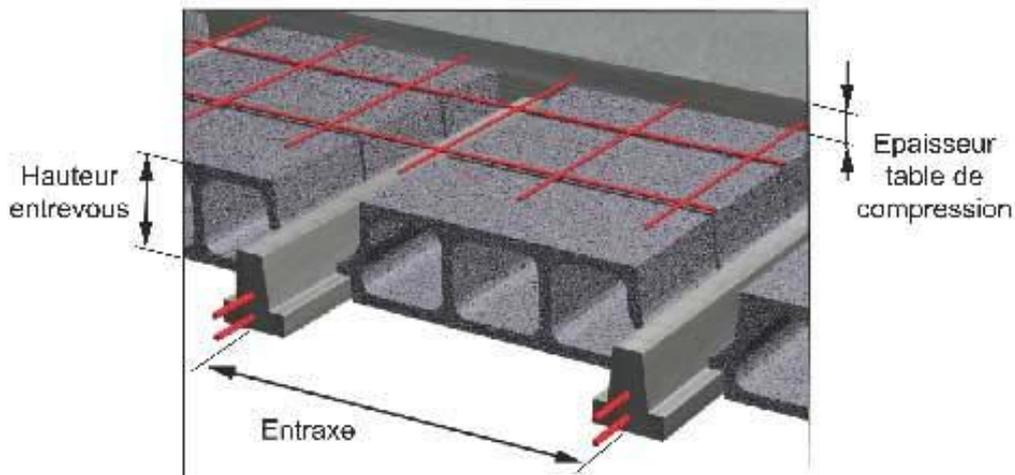
I.4.1.1 Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 à 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé généralement d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



I.4.1.2 Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines comme pour les balcons et les surfaces destinées pour le stationnement des véhicules et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales.

I.4.2 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, généralement on trouve des escaliers à deux, trois ou quatre volées.

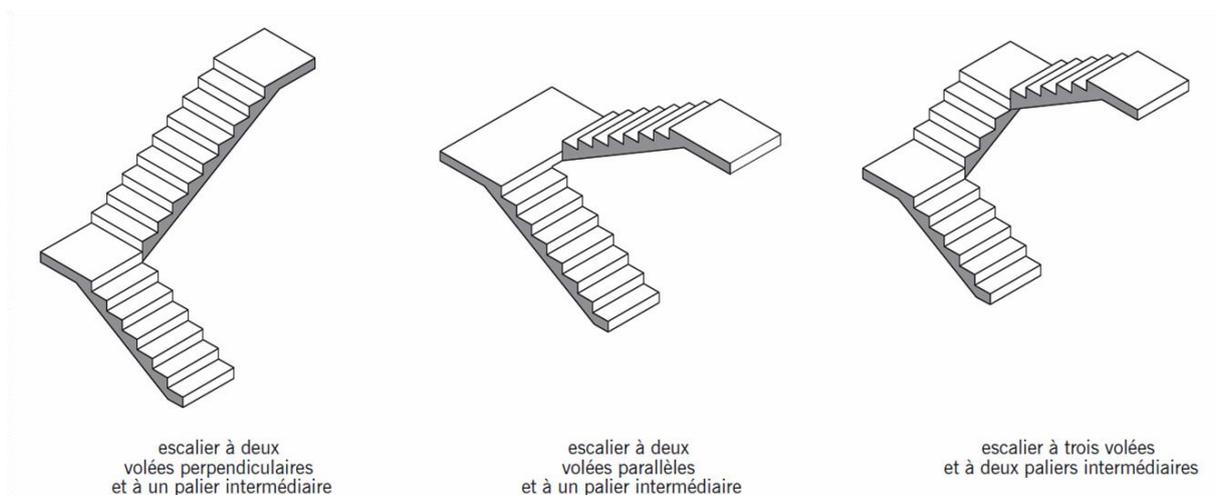


Figure 1. Escalier à deux et trois volées.

I.4.3 Maçonnerie

On distingue

- ✓ Mur extérieur (double paroi).
- ✓ Mur intérieur (simple paroi).
- ✓ La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

I.4.3.1 Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

I.4.3.2 Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm.

I.4.4 Acrotère

La terrasse étant accessible, il sera entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variante de 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtements

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.4.6 Gaine d'ascenseurs

En raison de la hauteur considérable de ce bâtiment, il est nécessaire d'intégrer un ascenseur dans sa conception pour permettre une circulation aisée et pratique entre ses nombreux étages.

I.4.7 Ossature

La stabilité de l'ouvrage est assurée par le système mixte. Le contreventement est destiné à reprendre les effets du aux forces statiques et dynamiques respectivement produites par la charge permanente, d'exploitation et le séisme, vent.

I.4.8 Isolation

Dans le sens vertical, l'isolation, phonique et thermique et acoustique, est assurée par le coffrage perdu utilisé au niveau des planchers. Dans la direction horizontale, des âmes d'aire seront mise en place tout autour du périphérique à l'intermédiaire des murettes.

I.5 Règlements, normes et documents utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR (Règles parasismique algérien).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).
- Plans architecturaux.
- Conclusion du rapport de l'étude géotechnique

I.6 Actions et sollicitations

Selon le CBA (Art A.3.1.1) les charges permanentes, d'exploitations et climatiques peuvent engendrer des actions qui provoquent des déformations sur la structure.

- **Les actions permanentes G** : sont des charges dont l'intensité est constante, elles comprennent les poids propres des éléments de la structure, le poids et la poussée des terres et les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables Q** : sont des charges dont la durée est courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage et dont leur existence n'est pas permanente, on peut citer comme exemple : le vent, la neige, ...
- **Les actions accidentelles FA** : sont des phénomènes qui se produisent rarement et leurs durées de vie est courte par rapport à celle de l'ouvrage, comme : le séisme, le feu, ...
- **Combinaisons d'actions**

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

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation
- E : l'action du séisme.

❖ **Situation durables :**

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

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

❖ **Situation accidentelles :**

$$G + Q \mp E$$

$$G + Q \mp 1.2E \quad (\text{pour les poteaux auto-stables seulement}).$$

$$0.8G \mp E$$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sélectionnés pour la construction devront être rigoureusement conformes aux normes de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), ainsi qu'aux standards parasismiques en vigueur en Algérie (RPA).

I.7.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.7.1.1 Résistances mécaniques du béton✓ **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 , de ciment CPA 425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$). (A. 2.1, 12 BAEL91)

✓ **Résistance à la traction**

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

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

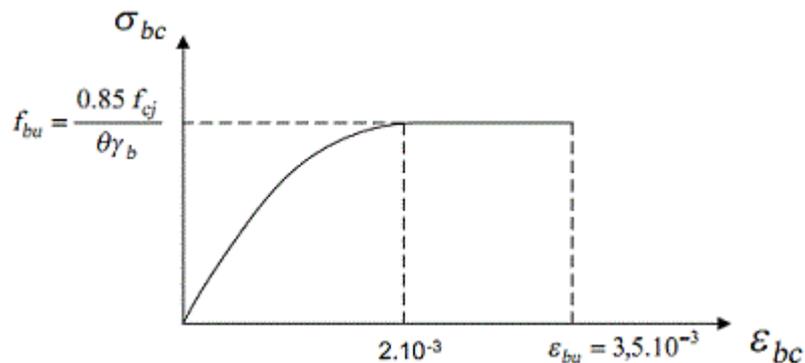
$$f_{tj} = 0.275 f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MP}$$

I.7.1.2 Etats limites de calculs : (béton)

✚ État limite ultime (ELU) CBA93 (Art A.4.3.2):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- Le diagramme déformations contraintes du béton est défini en CBA93 (A 4.3.4).
- Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article CBA93 (A 2.2.2), en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.
- Le coefficient γ_s est pris égal à 1.15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles définies à l'article CBA93 (A 3.3.2.2) pour lesquelles on adopte 1 (unité).
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.



• Contrainte ultime de compression :

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \begin{cases} 14,20 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- ✓ $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- ✓ $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- ✓ $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

✚ **État limite de service (ELS) , CBA93 (Art A.4.5).**

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

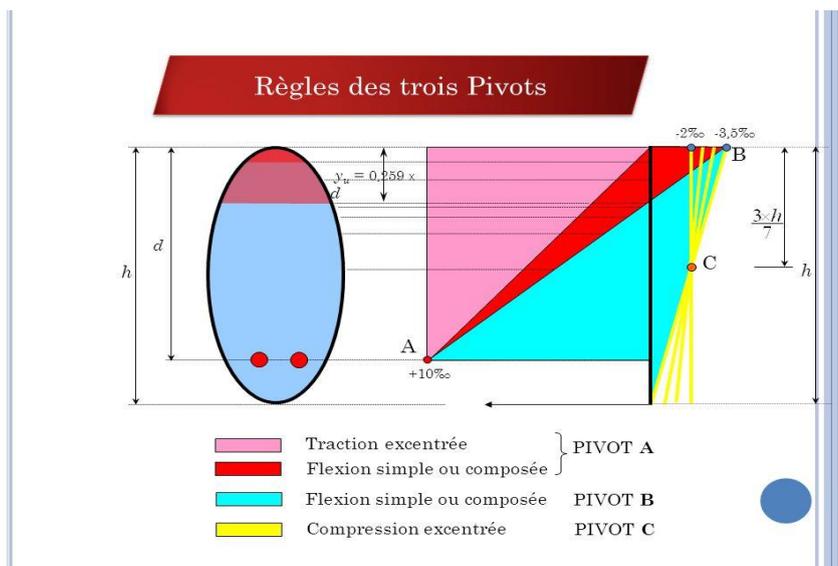
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- ❖ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec

E_s : module de Young de l'acier

E_b : module d'élasticité de béton

n : coefficient d'équivalence acier-béton, il sert à homogénéiser la section du béton et l'acier.

I.7.1.3 Règle des trois pivots



Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime Est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section Est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime Est définie par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section Est à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime Est définie par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée.

I.7.1.4 Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible τ_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit : F.P.N

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_{bc}} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{Pour les situations courantes} \\ 4,34 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{Pour les situations courantes} \\ 3,25 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

I.7.2 Les aciers

L'acier, utilisé dans le béton armé, joue un rôle crucial dans la résistance aux forces de traction. Contrairement au béton, qui est très résistant à la compression mais relativement faible en traction, l'acier a une excellente capacité à supporter les forces de traction. Ainsi, dans une structure en béton armé, l'acier est intégré sous forme de barres d'armature ou de treillis métalliques.

Tableau 1. Fe en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE21 5	FeE235	FeE40 0	FeE50 0	TLE50 0	FeTE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

Avec f_e : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier :

- Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- Treillis soudés de nuance Te500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux)

I.7.2.1 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

✚ Contraintes limites σ_s

➤ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} 1 & \text{situations accidentelles} \\ 1.15 & \text{situations courantes} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier}$$

➤ ELS

- Cas de fissuration peu nuisible : pas de vérifications à faire
- Cas de fissuration nuisible : on vérifie

$$\sigma_s \leq \min [2.3 \times f_e , \max (240 \text{ MPa} , 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})})]$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour l'acier (RL)

$\eta = 1.6$ pour l'acier (HA)

- Cas de fissuration très nuisible : on doit vérifier

$$\sigma_s \leq \min [2.3 \times f_e , \max (200 \text{ MPa} , 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})})]$$

Conclusion

La différence significative entre la résistance du béton à la compression et sa faible résistance à la traction conduit à la nécessité de lier le béton à l'acier, en utilisant des barres d'acier. Cependant, la simple présence d'armatures dans le béton ne suffit pas à le qualifier de béton armé. En effet, pour être considéré comme tel, le béton doit présenter une organisation structurelle spécifique résultant d'une composition appropriée et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Concernant les matériaux choisis pour notre structure, nous avons opté pour un béton ayant une résistance caractéristique à la compression de 25 MPa à 28 jours, ainsi que des barres d'acier de nuance FeE400 présentant une résistance à la traction de 400 MPa.

Chapitre II.
Pré-dimensionnement des
éléments

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux vise à établir les dimensions initiales des composants tels que planchers, poteaux, poutres, escaliers et voiles. Dans cette démarche, nos calculs s'appuieront sur les normes régissant le domaine, nous veillerons à intégrer toutes les exigences pertinentes pour garantir une conception structurale optimale.

II.1 Pré-dimensionnement des éléments

II.1.1 Les éléments secondaires

II.1.1.1 Plancher

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux d'un bâtiment qui supportent les charges verticales et se divise en deux catégories : Les planchers a corps creux et Les planchers en dalle pleines.

➤ **Plancher à corps creux :**

Avant d'effectuer le redimensionnement, il est nécessaire de choisir un sens pour la disposition des poutrelles. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : Le critère de la petite portée et le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

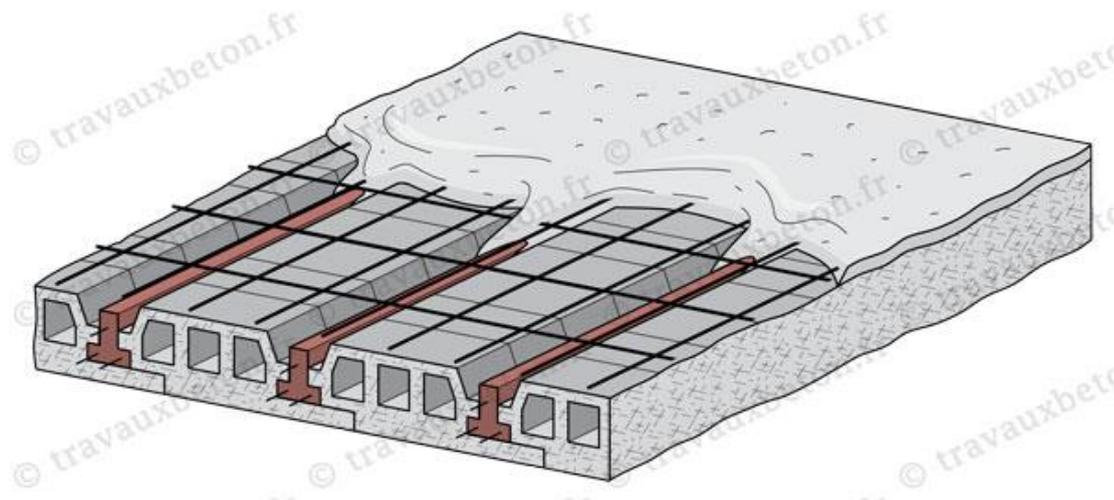


Figure 5. Plancher à corps creux

- La disposition des poutrelles dans les différents planchers

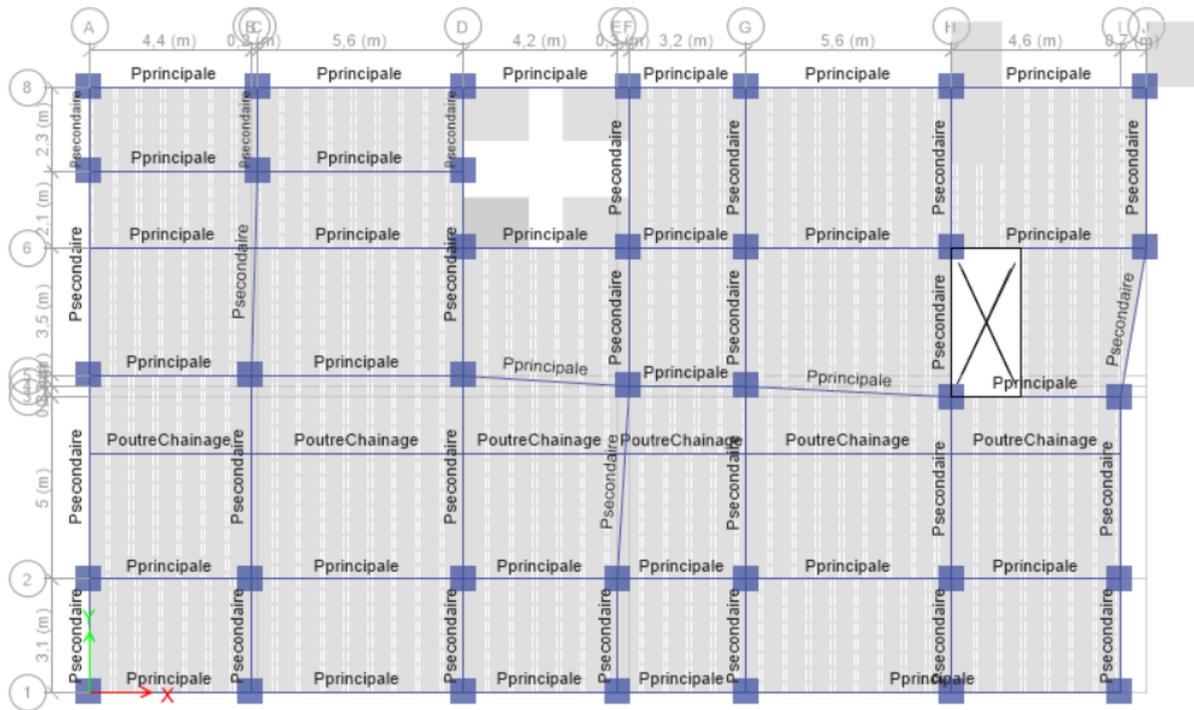
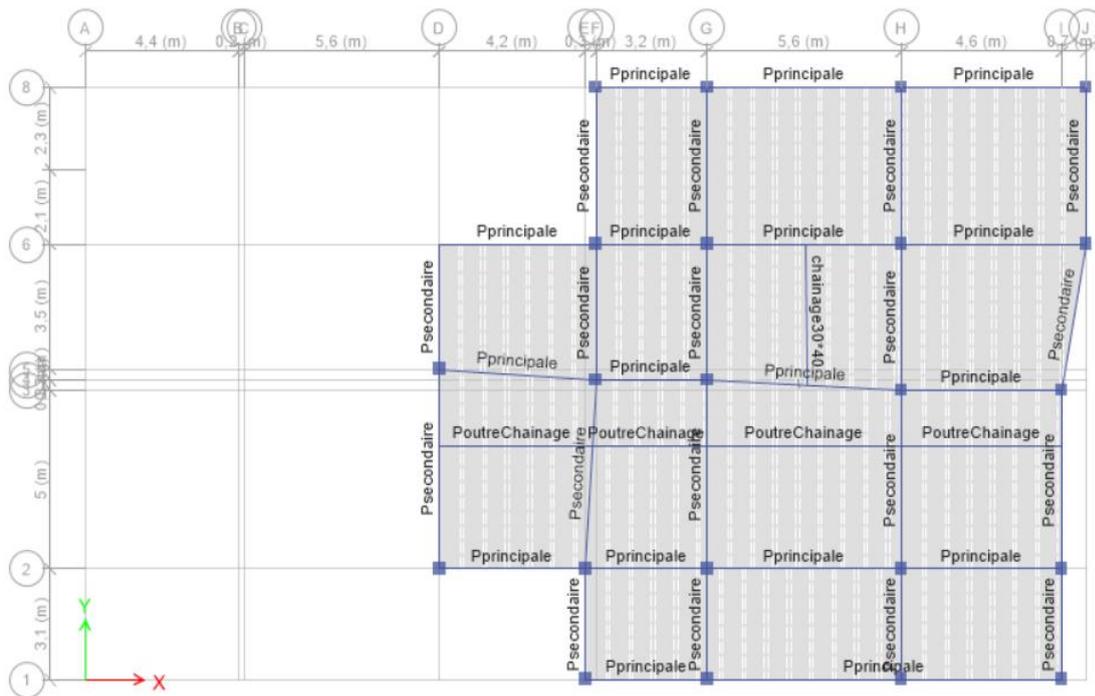


Figure.6. Schéma de la disposition des poutrelles RDC





La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher (corps creux + la table de compression).

Selon la vue en plan on a : $L=440-30=410\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} \quad \text{On opte pour des planchers de type : } h_t = 21\text{cm (16+5)}$$

Avec : $\begin{cases} 16\text{cm} : \text{hauteur du corps creux.} \\ 5\text{cm} : \text{hauteur de la table compression.} \end{cases}$

- **Pré-dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont conçues comme des poutres continues, analysées comme des sections en **T** soumises à une flexion simple.

b : Largeur efficace.

h_t : Hauteur du plancher.

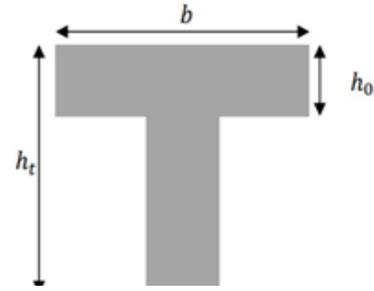
b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm}) \rightarrow b_0 = 10\text{cm}$$

Selon le **CBA 93** (Art 4.1.3) :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y \text{ min}}{10}\right)$$



L_x : la distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a :

$$L_x = 65 - 10 \quad L_x = 55 \text{ cm}$$

$$L_y \text{ min} = 440 - 30 \quad L_y \text{ min} = 410 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm.}$$

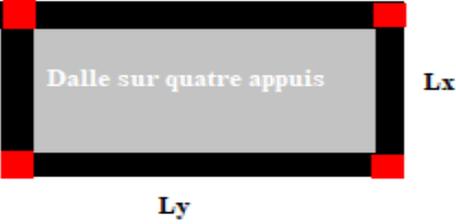
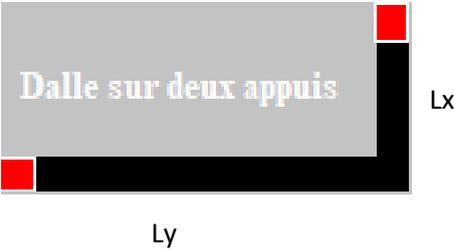
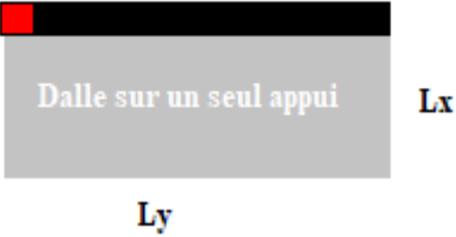
D'où :

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{410}{10}\right) \quad b=65\text{cm}$$

➤ Plancher à dalle pleine

Ces planchers sont entièrement en béton armé, coulés sur place, et reposent soit de manière continue, soit de manière discontinue sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués de poutres en béton armé. Leur dimensionnement dépend de deux critères fondamentaux.

Tableau .2.Prédimensionnement des dalles pleines

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
 <p>Dalle sur trois appuis</p>	$\frac{3.20}{3.91} = 0.81$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $7.11 \leq e \leq 8$ $e = 8 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu $e = 15 \text{ cm}$
 <p>Dalle sur quatre appuis</p>	$\frac{250}{500} = 0,5$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $5.55 \leq e \leq 6.25$ $e = 6 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu $e = 20 \text{ cm}$
 <p>Dalle sur deux appuis</p>	/	$\frac{L_x}{20} = \frac{215}{20} = 10.75$ $e = 11 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu $e = 15 \text{ cm}$
 <p>Dalle sur un seul appui</p>	/	$\frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6$ $e = 7 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu $e = 15 \text{ cm}$

On opte pour l'ensemble des dalles pleines conceptualisées pour les balcons une épaisseur de 15cm

Et pour la dalle pleine du rez-de-chaussée destinée pour les véhicules une épaisseur de 20cm

II.1.1.2 Les escaliers

Un escalier a pour fonction de faciliter le déplacement à pied entre différents niveaux, assurant une montée et une descente sécurisées. Les escaliers en béton, souvent dotés d'une paillasse continue et massive, offrent divers revêtements pour les marches. La rampe peut être métallique ou en béton, avec le premier cas nécessitant des percements et des fixations sur le chantier, tandis que dans le deuxième cas, elle est construite simultanément avec la paillasse.

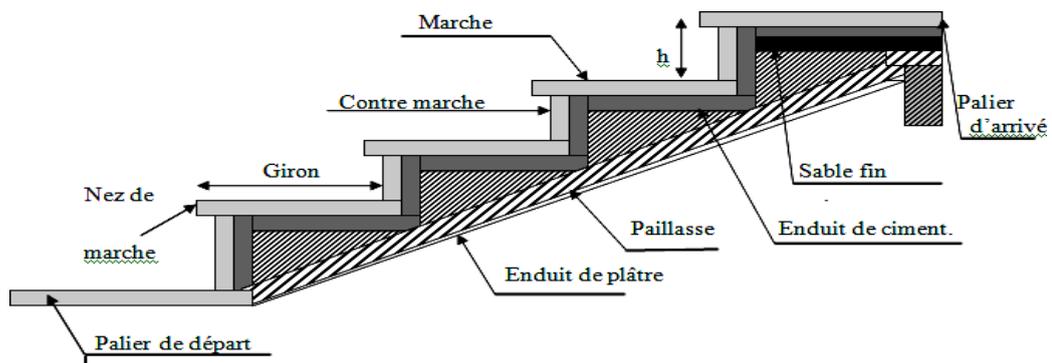


Figure.10. Détail d'un escalier

- **Pré-dimensionnement des escaliers**

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

- La hauteur h des contremarches entre **(14 et 18 cm)** avec : $h = \frac{H}{n}$
- La largeur g (giron) entre **(25 et 32 cm)** avec : $g = \frac{L}{n-1}$
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

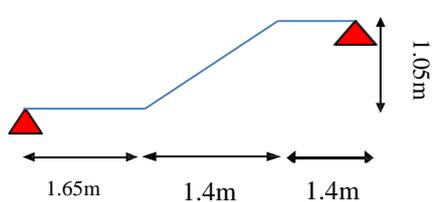
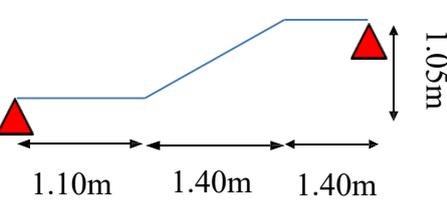
H : Hauteur de la volée.

L : Longueur réel de la volée.

$n - 1$: Nombre de marche.

n : Nombre de contre marche.

Tableau.3. Pré-dimensionnement des escaliers du sous-sol

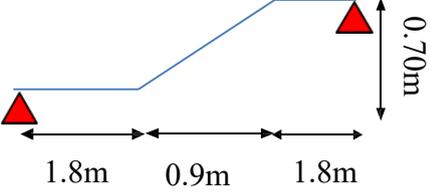
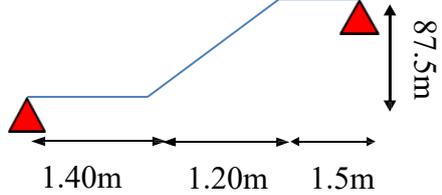
	<p>$L_0 = 140\text{cm}$, $H=105\text{ cm}$.</p> <p>La loi de blondel : $64n^2 - 408n + 204=0$</p> <p>$n=6$</p> <p>$h = \frac{105}{6} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{140}{5} = 28\text{ cm}$</p> <p>$59 \leq 63 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la paille :</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p> <p>$16\text{cm} \leq e \leq 24\text{cm}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>
	<p>$L_0 = 140\text{cm}$, $H=105\text{ cm}$.</p> <p>La loi de blondel : $64n^2 - 408n + 204=0$</p> <p>$n=6$</p> <p>$h = \frac{105}{6} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{140}{5} = 28\text{ cm}$</p> <p>$59 \leq 63 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la paille :</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p> <p>$14,16\text{ cm} \leq e \leq 21.25\text{cm}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>

	<p>$L_0 = 195\text{cm}, H=140\text{ cm.}$</p> <p>La loi de blondel : $64n^2 - 544n + 280 = 0$</p> <p>$n=8$</p> <p>$h = \frac{140}{8} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{195}{7} = 28\text{ cm}$</p> <p>$59 \leq 63 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la pailleasse :</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p> <p>$15.17\text{cm} \leq e \leq 22.75\text{cm}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>
--	--

Tableau .4. Pré-dimensionnement des escaliers du RDC1

Type 1 :

	<p>$L_0 = 120\text{ cm}, H=87.5\text{ cm.}$</p> <p>la loi de blondel : $64n^2 - 424n + 210 = 0$</p> <p>$n=5$</p> <p>$h = \frac{87.5}{5} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$</p> <p>$59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la pailleasse:</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p> <p>$16\text{cm} \leq e \leq 24\text{cm}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>
--	---

	<p>$L_0 = 90\text{cm}, H=70\text{ cm}$</p> <p>la loi de blondel : $64n^2 - 424n + 210 = 0$</p> <p>$n=4$</p> <p>$h = \frac{70}{4} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{90}{3} = 30\text{cm}$</p> <p>$59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L^2}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>
	<p>$L_0 = 120\text{ cm}, H=87.5\text{ cm}$.</p> <p>la loi de blondel : $64n^2 - 424n + 210 = 0$</p> <p>$n=5$</p> <p>$h = \frac{87.5}{5} = 17.5\text{ cm}$</p> <p>$g = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$</p> <p>$59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la paille:</p> <p>$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> <p>$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p> <p>$16\text{cm} \leq e \leq 24\text{cm}$</p> <p>$e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>

	<p>$L_0 = 90\text{cm}, H=70\text{ cm}$ la loi de blondel : $64n^2 - 424n + 210=0$ $n=4$ $h = \frac{70}{4} = 17.5\text{ cm}$ $g = \frac{90}{3} = 30\text{cm}$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$ $L_v = \sqrt{H^2 + L^2}$ $e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>
	<p>$L_0 = 90\text{cm}, H=70\text{ cm}$ la loi de blondel : $64n^2 - 424n + 210=0$ $n=4$ $h = \frac{70}{4} = 17.5\text{ cm}$ $g = \frac{90}{3} = 30\text{cm}$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$ $L_v = \sqrt{H^2 + L^2}$ $e = 16\text{cm}$ pour 2 heures de coupes – feu</p>

Type 2 :

	<p>$L_0 = 180\text{cm}, H=122.5\text{cm.}$ La loi de blondel : $64n^2 - 489n + 245=0$ $n=7$ $h = \frac{122.5}{7} = 17.5\text{ cm}$ $g = \frac{180}{6} = 30\text{ cm}$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée Epaisseur de la paille : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$ $L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$</p>
--	---

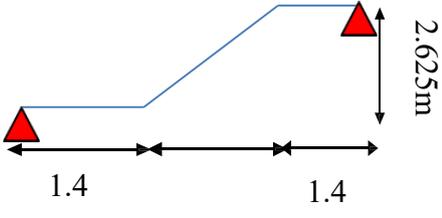
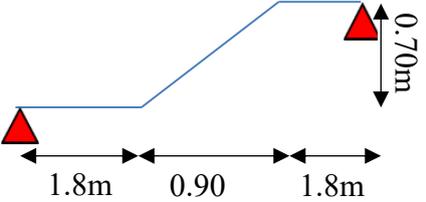
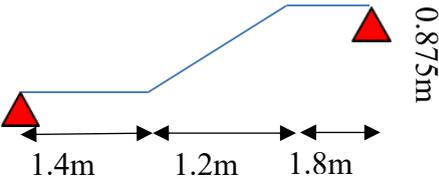
	$cm \leq e \leq cm$ $e = 16cm$ pour 2 heures de coupes – feu
 <p>The diagram shows a staircase profile starting from a red triangle on the left. It has a horizontal segment of 1.4m, followed by an inclined segment, another horizontal segment of 1.4m, and finally a vertical segment of 2.625m ending at a red triangle on the right.</p>	$L_0 = 390m, H=262,5cm.$ La loi de blondel : $64n^2 - 979n + 525 = 0$ $n=15$ $h = \frac{262,5}{15} = 17,5 cm$ $g = \frac{390}{14} = 28 cm$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée Epaisseur de la paille : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_P+L_V$ $L_V = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $20cm \leq e \leq 30cm$ $e = 20cm$ pour 2 heures de coupes – feu

Tableau.5.pré-dimensionnement des escaliers du RDC2

 <p>The diagram shows a staircase profile starting from a red triangle on the left. It has a horizontal segment of 1.8m, an inclined segment, a horizontal segment of 0.90m, another inclined segment, and a final horizontal segment of 1.8m ending at a red triangle on the right. The total vertical height is 0.70m.</p>	$L_0 = 90 m, H=70cm.$ La loi de blondel : $64n^2 - 979n + 525 = 0$ $n=4$ $h = \frac{70}{4} = 17,5 cm$ $g = \frac{90}{3} = 30cm$ $59 \leq 63 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée Epaisseur de la paille : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_P+L_V$ $L_V = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $14cm \leq e \leq 21cm$ $e = 16cm$ pour 2 heures de coupes – feu
 <p>The diagram shows a staircase profile starting from a red triangle on the left. It has a horizontal segment of 1.4m, an inclined segment, a horizontal segment of 1.2m, another inclined segment, and a final horizontal segment of 1.8m ending at a red triangle on the right. The total vertical height is 0.875m.</p>	$L_0 = 120cm, H=87,5cm.$ La loi de blondel : $64n^2 - 979n + 525 = 0$ $n=5$ $h = \frac{87,5}{5} = 17,5 cm$ $g = \frac{120}{4} = 30cm$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée Epaisseur de la paille : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_P+L_V$

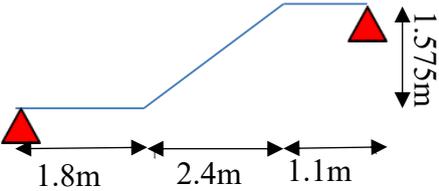
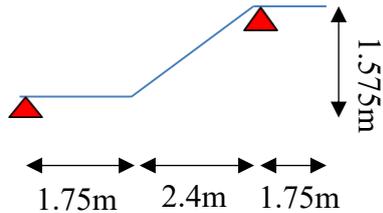
	$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $14,66\text{cm} \leq e \leq 22\text{cm}$ $e = 16\text{cm} \text{ pour 2 heures de coupes - feu}$
	$L_0 = 240 \text{ cm}, H=157,5\text{cm}.$ <p>La loi de blondel : $64n^2 - 979n + 525 = 0$ $n=9$ $h = \frac{157,5}{9} = 17.5 \text{ cm}$ $g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la pailleasse : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> $L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $14\text{cm} \leq e \leq 21\text{cm}$ $e = 16\text{cm} \text{ pour 2 heures de coupes - feu}$

Tableau.6. pré-dimensionnement des escaliers de la mezzanine et de l'étage courant

<p>Volée 1 et 2 :</p> 	$L_0 = 240 \text{ m}, H=157,5\text{cm}.$ <p>La loi de blondel : $64n^2 - 619n - 315 = 0$ $n=9$ $h = \frac{157,5}{9} = 17.5 \text{ cm}$ $g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$ $59 \leq 64 \leq 64$ la formule de blondel est vérifiée</p> <p>Epaisseur de la pailleasse : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L=L_p+L_v$</p> $L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $15.9\text{m} \leq e \leq 23.85\text{cm}$ $e = 16\text{cm} \text{ pour 2 heures de coupes - feu}$
---	--

II.1.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.2.1 Poutres

Les poutres, constituées d'éléments structuraux horizontaux, sont conçues pour résister aux charges transversales telles que le poids des planchers, des toitures ou d'autres éléments structuraux.

- Les poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- Les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Le pré -dimensionnement des poutres se fait selon la loi suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } \mathbf{L_{max}}$$

est la portée maximale entre nus d'appuis

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

Tableau.7. Pré-dimensionnement de différente poutres

	pré dimensionnement
Poutres principales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN : $L_{max} = 580 - 30 = 550cm$ $36cm \leq h \leq 55 cm$ Après avoir fait les vérifications nécessaires : On adopte : $h = 40cm.$ $b = 30cm.$</p>
Poutres secondaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN : $L_{max} = 560 - 30 = 530cm$ $35,33cm \leq h \leq 53 cm$ Après avoir fait les vérifications nécessaires : On adopte : $h = 40cm.$ $b = 30cm.$</p>
Poutre palière	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN : $L_{max} = 380cm$ $25,33cm \leq h \leq 38cm$ Après avoir fait les vérifications nécessaires : On adopte : $h = 30cm.$ $b = 30cm.$</p>
Poutre brisée	

	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN : $L_{max} = 424\text{cm}$ $28.26\text{cm} \leq h \leq 42.4\text{cm}$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : $h = 40\text{cm}$ $b = 40\text{cm}$</p>
Poutre chainage	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ $0.38 \leq h \leq 5.8$ <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte :</p> <p>Type1 : balcon : $h = 30\text{ cm}$ $b = 30\text{cm}$</p> <p>Type2 : autres : $h = 40\text{ cm}$ $b = 30\text{cm}$</p>

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$ condition vérifiée.

II.1.2.2 Les poteaux

Les poteaux, qu'ils soient carrés, rectangulaires ou circulaires, sont des éléments en béton armé destinés à transmettre les charges aux fondations. Leur pré-dimensionnement est effectué en tenant compte de la compression centrée selon les règles du BAEL91 (article B.8.4.1). Après vérification de leur résistance à la compression, ces poteaux doivent également satisfaire aux critères de stabilité de forme exigés par le RPA.

Selon le **RPA99/2003**, les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après :

- **$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$**
- **$Min(b, h) \geq h_e/20$**
- **$\frac{h}{b} \leq 4$**

On fixe les dimensions suivantes :

(Sous-sol) : 65cm×65cm

(RDC1 + RDC2): 60cm × 60cm

(Mezz+1^{er}) : 55cm × 55cm

(2^{ème} + 3^{ème}) étage: 50cm × 50cm

(4^{ème} + 5^{ème}) étage: 45cm × 45cm

(6^{ème} + 7^{ème}) étage : 40cm × 40cm

(8^{ème} + 9^{ème}) étage : 35cm × 35cm

(10^{ème} + 11^{ème}) étage: 30cm × 35cm

(12^{ème}) étage : 30cm × 30cm

II.1.2.3 Les voiles

Les voiles servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d’autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations.

D’après de **RPA99**, l’épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage et de conditions de rigidité aux extrémités, les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$ (1)
- $L \geq 4 e$ (2)
- $e \geq h_e/20$ (3)

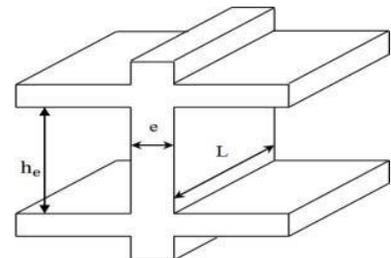


Figure.11.Coupe transversale d'un voile

Avec :

h_e : hauteur libre de l'étage

e : l'épaisseur de voile.

Tableau.8. Pré-dimensionnement des voiles

étage	h étage (cm)	h_e libre (cm)	$h_e / 20$ (cm)	«e» adopte (cm)
Sous-sol	350	310	15,5	20
RDC 1	385	345	17,25	20
RDC2	315	275	13,75	20
E. C	315	275	13,75	20

II.2 Evaluation du chargement

Dans ce qui suit, l'évaluation des charges sera effectuée sur des éléments couramment utilisés ; en cas de changements éventuels, il est indispensable de se référer au DTR : charge et surcharge.

Tableau 9.Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Plancher à corps creux (16+5)	0,21	/	1.9
6	Enduit de ciment	0,015	10	0,15
Charge permanent G				5.33
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 10.Evaluation des charges au plancher courant à corps creux

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+5)	0,21	/	2
6	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanent G				4.31
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

Tableau 11.Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux RDC1

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,21	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanent G				5,16
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

❖ **Plancher en dalle pleine**

Tableau 12. Évaluation des charges revenant aux balcons

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5.18
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau 13.Évaluation des charges revenant au palier

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5.43
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 14. Évaluations charges revenant au plancher courant en dalle pleine RDC1

	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	0,20	22	4.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5.43
Charge d'exploitation Q (courant)				5

❖ Escalier

Tableau 15. Evaluation des charges sur les volées

Description des éléments			Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	poids (KN /m ²) Etage courant et mezzanine Volée 1 et 2
1	Carrelage	Horizontale			
		Vertical	0.02h /g	20	0.23
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.23
3	Dalle pleine		e/cos(α)	25	4.78
4	Marches		h/2	22	1.925
5	Enduit de ciment		0.015/ cos(α)	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					8.88
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau 16. Evaluation des charges sur les volées

Description des éléments			Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	poids (KN /m ²) Sous-sol Volée 1 et 2 et 3
1	Carrelage	Horizontale			
		Vertical	0.02h /g	20	0.24
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.24
3	Dalle pleine		e/cos(α)	25	4.99
4	Marches		h/2	22	1.87

5	Enduit de ciment	$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.33
6	Garde de corps	/	/	0.6
Charge permanent G				9.07
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau 17. Evaluation des charges sur les volées

Description des éléments			Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²) RDC2	
					Volée 1 et 2	Volée 3
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.4	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	20	0.23	0.23
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	20	0.23	0.23
3	Dalle pleine		$e/\cos(\alpha)$	25	5.06	4.78
4	Marches		$h/2$	22	1.925	1.925
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.34	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6	0.6
Charge permanent G					9.18	8.885
Charge d'exploitation Q					2.5	2.5

Tableau 18. Evaluation des charges sur les volées

Type 1 :

Description des éléments			Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²) RDC1	
					Volée 1	Volée 2
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.4	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	20	0.23	0.25
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	20	0.23	0.25
3	Dalle pleine		$e/\cos(\alpha)$	25	4.83	6.02
4	Marches		$h/2$	22	1.925	1.925
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32	0.32

6	Garde de corps	/	/	0.6	0.6
Charge permanent G				8.93	10.165
Charge d'exploitation Q				2.5	2.5

Type 2 :

	Description des éléments		Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	poids RDC1 (KN /m ²)
					Volée 1,2,3,4et 5
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h /g	20	0.23
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.23
3	Dalle pleine		e/cos(α)	25	5.06
4	Marches		h/2	22	1.925
5	Enduit de ciment		0.015/ cos(α)	18	0.34
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					9.185
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau 19.Evaluation des charges murs double cloisons

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,4
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	Brique creuse	0,1	9	0,9
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G				2.85

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

Tableau 20.Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux

Les éléments		Les dimensions	
Plancher à corps creux		(10+5) cm	
Dalles pleines	RDC I	e=20 cm	
	Balcons	e=15 cm	
Escaliers	Sous-sol	e= 16cm	
	RDC 1	Type 1	Volée (1+3) e=16cm Volée (2+4) e=16 cm
		Type 2	(Volée1) e=16cm (Volée2) e=20cm
	RDC2	(volée 1, 2,3) e= 16cm	
	Mezzanine et étage courant	e =16 cm	
	Palier	e= 16 cm	
voiles	Tous les niveaux	e= 20cm	
Poutres	Principale	(30 × 40) cm ²	
	Secondaire	(30 ×40) cm ²	
	Palier	(30×30) cm ²	
	brisé	(30×30) cm ²	
	Chainage	(30×30) cm ² (30 × 40) cm ²	
Poteaux	sous-sol	(65cm×65cm)	
	RDC1 + RDC2	(60cm × 60cm)	
	Mezzanine+1 ^{er}	(55cm× 55cm)	
	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	(50cm × 50cm)	
	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	(45cm × 45cm)	
	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	(40cm× 40cm)	
	8 ^{ème} + 9 ^{ème} étage	(35cm ×35cm)	
	10 ^{ème} +11 ^{ème} étage	(30cm ×35cm)	
12 ^{ème} étage	(30cm ×30cm)		

Chapitre III

calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, notre attention sera exclusivement portée sur l'analyse des éléments non structuraux qui ne contribuent pas au système de contreventement. L'objectif est d'évaluer les charges agissant sur ces éléments spécifiques, puis de déterminer les sollicitations les plus critiques afin de dimensionner adéquatement la section d'acier requise pour supporter ces charges.

III.1 Etude des planchers

Le plancher à corps creux est composé d'éléments de remplissage creux, appelés hourdis, qui sont surmontés d'une dalle pleine assurant la compression. Ce type de plancher est couramment utilisé dans les constructions ordinaires en raison de ses propriétés, notamment une isolation thermique efficace.

III.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela nous disposons deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.1.1.1 Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

1) Domaine d'application des méthodes propres aux BAEL

Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes (B.6.2.2).

- a) Plancher a surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
- b) Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- c) Le rapport entre deux travée successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.
- d) La fissuration est peu nuisible.

Remarque

- ✓ Si **a, b, c et d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (Annexe E2 du BAEL)
- ✓ Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BAEL).

- ✓ Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on

Appliquera la méthode Caquot minorée (Annexe E2 du BAEL) .

2) Application de la méthode

- Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_a doivent vérifier

$$\begin{cases} M_t \times \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \rightarrow \text{Travée de rive.} \\ t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ M_g et M_g sont pris avec valeurs absolue.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: \text{ sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: \text{ sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: \text{ sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

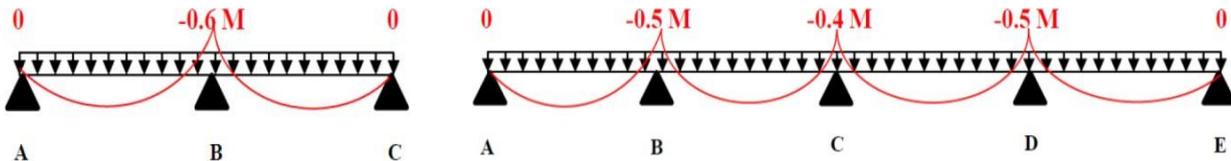


Figure.12. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à la plus de travée

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucun ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$M_{a=} -0,15 M_0 \quad \text{Tel que : } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

- Valeurs des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis

$V = V_0 = \frac{ql}{2}$ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \text{: pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \text{: Pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

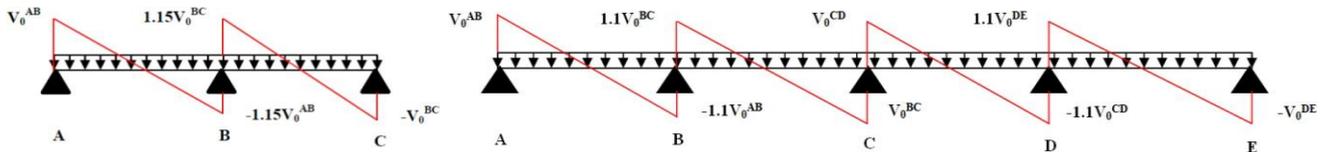


Figure.13. Diagramme des efforts tranchants

III.1.1.2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

➤ **Calcul des moments**

• **Moment en travée**

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

Avec : $M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l-x)$; $x = \frac{1}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \times l}\right)$

• **Moment en appuis :**

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g / 3 + q_d \times l_d / 3}{8,5 \times (l_g + l_d)} \dots\dots\dots (\text{BAEL. Art. L. III. 3})$$

$L'g, L'd$: Longueurs fictives. μ

q_g, q_d : Charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0,8L & \text{: Travée intermédiaire} \\ L & \text{: Travée de rive} \end{cases}$$

➤ L'effort tranchant

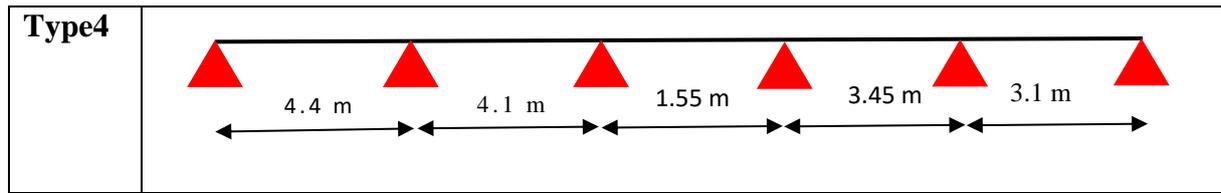
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{Md - Mg}{l_i} \dots\dots\dots \text{(BAEL. Art. L. III. 3)}$$

Remarque : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ Les différents types des poutrelles

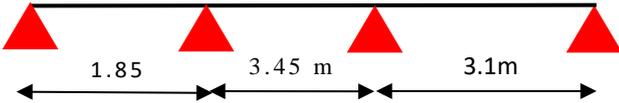
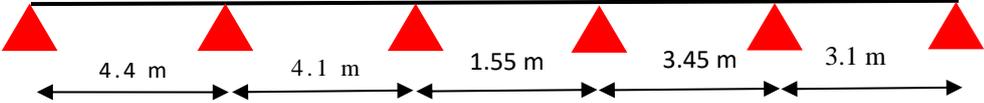
Types	Schéma statique terrasse inaccessible
Type 1	
Type 2	
Type 3	

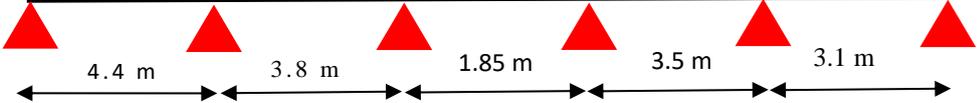
Types	Schéma statique dans 7 ^{ème} – 12 ^{ème}
Type1	
Type2	
Type3	



Types	Schéma statique dans 1 ^{er} _6 ^{ème}
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	

Types	Schéma statique dans la mezzanine
Type1	
Type2	

Type3	
Type4	

Types	Schéma statique dans RDC1 ET RDC2
Type1	
Type2	
Type3	

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

On dispose dans nos types, deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.
- Poutrelles continues : le calcul des sollicitations se fait soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau 21. Choix des méthodes de calculs des différents types de poutrelles

Niveau	Type	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
T.I	Types 1.2.3	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
7 ^{ème} -12 ^{ème} étage	Types 1.3.4	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot Minorée
	Type 2	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
1 ^{er} - 6 ^{ème} étage	Types 1.2.4.5	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
	Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
Mezzanine	Types 1.2.3.4	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
RDC1 et RDC2	Types 1.2.3	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot Minorée

➤ Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l'ELU : $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

À l'ELS : $p_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times p_s$

Tableau 22. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu (KN/m ²)	qu (KN/ml)	Ps (KN/m ²)	qs (KN/ml)
Étage commercial	4.31	5	13.31	8.65	9.31	6.05
Étages courants	4.31	1.5	8.06	5.24	5.81	3.77
Terrasse inaccessible	5.33	1	8.69	5.65	6.33	4.11

Tableau 23. Calcul des sollicitations dans les poutrelles T.I

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-1.27	-5.026	6.581	8.509	-0.911	-3.644	5.291	6.686	-11.152
2	-1.53	-4.424	10.253	13,43	-1.23	-3.2	8.255	10.55	-14.096
3	-1.52	-7.553	10.157	13.411	-1.22	-5.463	8.184	10.53	-14.147

Tableau 24. Calcul des sollicitations dans les poutrelles 7^{ème} au 12^{ème} étage

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-0.87	-4.184	5,844	7,65	-0.63	-2.986	4,215	5.5	10.252
2	-1.9	/	12.68	12.68	-1.36	/	9.12	9.12	11.52
3	-0.66	-4.064	4.427	6.13	-0.47	-2.9	3.196	4.41	9.433
4	-1.39	-7.352	9.271	12.41	-1	-5.245	6.688	8.93	-13.199

Tableau 25. Calcul des sollicitations dans les poutrelles 1^{er} au 6^{ème} étage

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-0.876	-4.184	5.844	7.65	-0.63	-2.986	4.215	5.50	10.252
2	-0.76	-4.064	5.129	8.02	-0.55	-2.9	3.707	5.77	9.433

3	-1.9	/	12.68	12.68	-1.36	/	9.12	9.12	11.52
4	-0.66	-4.064	4.427	6.13	-0.47	-2.9	3.195	4.41	-9.433
5	-1.39	-7.352	9.271	12.41	-1	-5.247	6.688	8.93	-13.199

Tableau 26. Calcul des sollicitations dans les poutrelles Mezzanine

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-1.2	-9.219	8.05	12.94	-1	-6.38	6.669	9.05	16.381
2	-1.43	-7.995	9.549	12.94	-1	-5.532	6.705	9.05	-17.422
3	-1.04	-7.545	6.961	10.04	-0.73	-5.221	4.891	7.02	15.841
4	-2.19	-13.649	14.665	20.37	-1.54	-9.445	10.299	14.25	-22.132

Tableau 27. Calcul des sollicitations dans les poutrelles RDC2

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-1.2	-9.219	8.05	12.94	-1	-6.38	6.669	9.05	16.381
2	-1.43	-7.995	9.549	12.94	-1	-5.532	6.705	9.05	-17.422
3	-2.19	-13.649	14.665	20.37	-1.54	-9.445	10.299	14.25	-22.132

Tableau 28. Calcul des sollicitations dans les poutrelles RDC 1

Types	ELU				ELS				V_u (KN)
	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	$M_{a\text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a\text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{\text{ travée}}$ (KN.m)	M_0 (KN.m)	
1	-1.36	-10,037	9.09	14.74	-0.96	-6.984	6.431	10.36	18.164
2	-1.88	-10.426	12.56	16.99	-1.32	-7.255	8.862	11.94	-21.04
3	-1.74	-14.86	16.467	22.71	-1.74	-10.34	11.621	15.96	-24.56

III.1.1.3 Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 2 du plancher Terrasse Inaccessible qui est sollicité par les efforts suivants.

ELU : $M_{\text{Travée}}^{\text{max}} = 10.253 \text{ KN.m}$

ELS : $M_{\text{Travée}}^{\text{max}} = 8.255 \text{ KN.m}$

A l'ELU : $M_{\text{Appuis}}^{\text{max}} = \begin{cases} -1.53 \text{ KN.m (rive)} \\ -4.424 \text{ KN.m (inte)} \end{cases}$

A l'ELS : $M_{\text{Appuis}}^{\text{max}} = \begin{cases} -1.23 \text{ KN.m (rive)} \\ -3.2 \text{ KN.m (inte)} \end{cases}$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65 \text{ cm}$

$h_0 = 5 \text{ cm}$

$h = 21 \text{ cm}$

$H = 16 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$d = 19 \text{ cm}$

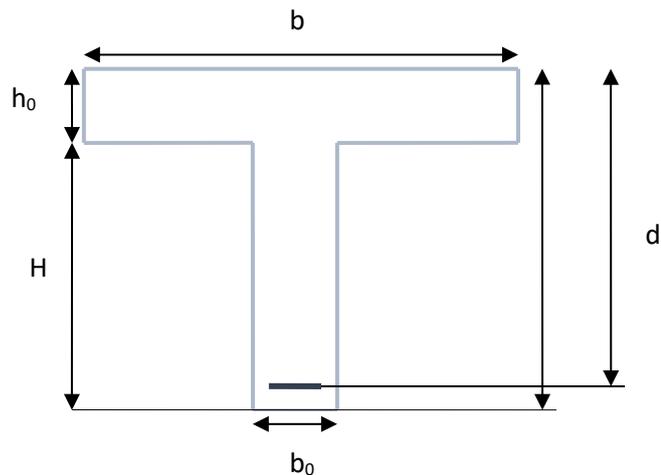


Figure.14. La coupe transversale d'une poutrelle

❖ Calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- ✓ Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{tu} : Le moment équilibré par la table de compression.

➤ **Armatures longitudinales**

• **Ferraillage en travée**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.19 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 76.14 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 10.253 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.304 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.030$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.039$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.187 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 3\phi 10 = 2.36 \text{cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 1.49 \text{cm}^2$$

$A_s = 2.36 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Ferraillage en appuis**
- **Appuis intermédiaire**

$$M_{\text{inter}}^a = -4.424 \text{KN. m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions. $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.21) \text{m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.086$$

$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.113$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.181 \text{m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{inter}} = 0.7 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 2\emptyset 10 = 1.57 \text{cm}^2$

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 1.49 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Appuis de rive**

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.21)\text{m}^2$.

$$M_a^{\text{rive}} = -1.53\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.029$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

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

$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 =$ les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.036$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.187\text{m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = 0.23 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1 \text{ } \emptyset 8 = 0.5\text{cm}^2$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{st}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 0.229 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.5\text{cm}^2 > A_{\text{min}} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

$$A_s = 1 \text{ } \emptyset 8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{14.096 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} = 0.741\text{MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 1\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 2.36 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.86 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 14.096 \times 10^{-3}}{400} = 0.405 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.096 - \frac{4.424}{0.9 \times 0.19} \right] \times 10^{-3} = -0.0338 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \leq 0 \quad \text{Aucune vérification à faire.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0) / 2}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.096 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.1) / 2}{0.9 \times 0.19 \times 0.65 \times 0.05} = 0.697 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq (8; 6.85; 6.5) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un cadre de Ø8 $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0.9d; 40\text{cm}) = 19.1\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 50\text{cm} \\ \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = 268.65\text{cm} \end{cases}$$

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

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

- **En travée**

$$M_{ser} = 8.255 \text{ KN.m} ; A = 2.36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) = 3.169 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

axe neutre passe par la table de compression $H > 0$: section rectangulaire

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.03 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9351.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} + \frac{8.255 \times 4.03 \times 10^{-5}}{9351.27 \times 10^{-8}} = 3.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = -4.424 \text{ KN.m} ; A = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) = 4.828 \times 10^{-4} \text{ m}^3 > 0$$

axe neutre passe par la table de compression $H > 0$: section rectangulaire

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.39 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4519.63\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{3.2 \times 7.39}{4519.63} = 7.23\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Tableau 29.Ferrailage des poutrelles des différents planchers

Niveaux	Position	Mmt (KN.m)	Mbu	α	z	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	10.253	0.0308	0.039	0.187	1.57	1.49	3HA10 =2.36
	Appuis intermédiaire	-4.424	0.086	0.113	0.181	0.7	1.49	2HA10 =1.57
	Appuis de rive	-1.53	0.029	0.036	0.187	0.23	0.229	1HA8 =0.5
7ème au 12ème étage	Travée	12.68	0.038	0.048	0.186	1.95	1.49	3HA10 =2.36
	Appuis de rive	-1.902	0.037	0.047	0.186	0.29	0.229	1HA8 =0.5
1ème au 6ème étage	Travée	12.68	0.038	0.048	0.186	1.95	1.49	3HA10 =2.36
	Appuis de rive	-1.902	0.037	0.047	0.186	0.29	0.229	1HA8 =0.5
Mezzanine	Travée	14.665	0.044	0.056	0.185	2.27	1.49	3HA10 =2.36
	Appuis intermédiaire	-13.649	0.26	0.396	0.159	2.45	1.49	2HA14 =3.08
	Appuis de rive	-2.19	0.042	0.053	0.185	0.34	0.229	1HA8 =0.5
RDC2	Travée	14.665	0.044	0.056	0.185	2.27	1.49	3HA10 =2.36
	Appuis intermédiaire	-13.649	0.26	0.396	0.159	2.45	1.49	2HA14 =3.08
	Appuis de rive	-2.19	0.042	0.053	0.185	0.34	0.229	1HA8 =0.5
	Travée	16.467	0.049	0.063	0.185	2.55	1.49	3HA12 =3.39

RDC1	Appuis intermédiaire	-14.86	0.29	0.44	0.156	2.72	1.49	2HA14 =3.08
	Appuis de rive	-1.74	0.033	0.043	0.186	0.268	0.229	1HA8 =0.5

Tableau 30.Vérification des contraintes à l'ELS

Etage	Position	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	Contrainte $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	8.255	2.36	4.03	9351	3.55 < 15	Vérifiée
	Appui	-3.2	1.57	4.53	11688	1.2 < 15	Vérifiée
7ème au 12ème	Travée	9.12	2.36	4.03	9351	3.93 < 15	Vérifiée
	Appui						
1er au 6ème	Travée	9.12	2.36	4.03	9351	3.9 < 15	Vérifiée
	Appui						
Mezzanine	Travée	10.299	2.36	4.03	9351.3	4.43 < 15	Vérifiée
	Appui	-9.445	3.08	4.53	11688	3.66 < 15	Vérifiée
RDC2	Travée	10.299	2.36	4.03	9351.3	4.43 < 15	Vérifiée
	Appui	-9.445	3.08	4.53	11688	3.66 < 15	Vérifiée
RDC1	Travée	- 16.467	3.39	4.03	9351.3	3.82 < 15	Vérifiée
	Appui	-14.86	3.08	4.53	11688	4.06 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$L=4.4 \text{ m} \quad H=0.2 \quad M_{0S} = 10.55 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 8.255 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '1' de T.I c'est elle qui a la travée la plus grande (L=4.4 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} > \frac{h}{L} \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit

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

Avec :

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

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

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

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à $:\frac{1}{500}$ si la portée $l \leq 5 \text{ m}$.

Les propriétés de la section :

$$y = 4.03 \text{ cm} ; I = 9351.27 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 1.9 = 1.235 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.33 = 3.4645 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.33 + 1) = 4.11 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.76 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.4645 \times 4.4^2}{8} = 6.371 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.76 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{1.235 \times 4.4^2}{8} = 2.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.76 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.76 \times \frac{4.11 \times 4.4^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de I_0**

$$I_0 = 21518 \text{ cm}^4$$

$$Y_G = 6.85 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 19} = 0.0124$$

$$\lambda_i = \frac{0.05b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0124(2 \times 65 + 3 \times 10)} \Rightarrow \lambda_i = 3.4341$$

$$\lambda_v = 2 / (5 \times \lambda_i) \Rightarrow \lambda_v = 1.37$$

• **Contraintes σ_s**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{1.235 \times (0.19 - 0.0403) \times 10^5}{9351.27} \Rightarrow \sigma_{js} = 54.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{3.4546 \times (0.19 - 0.0403) \times 10^5}{9351.27} \Rightarrow \sigma_{gs} = 152.93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{4.1145 \times (0.19 - 0.0403) \times 10^5}{9351.27} \Rightarrow \sigma_{ps} = 181.62 \text{MPa}$$

- Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0124 \times 152.93 + 2.1} = 0.62$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0124 \times 54.51 + 2.1} = 0.2357$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0124 \times 181.62 + 2.1} = 0.66$$

- Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 21518}{1 + 3.4341 \times 0.2357} = 13081 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 21518}{1 + 3.4341 \times 0.6210} = 7555.47 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 21518}{1 + 3.4341 \times 0.6693} = 7175.5 \text{cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvj} = \frac{1.1 \times 21518}{1 + 1.3736 \times 0.6210} = 12773 \text{cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.27 \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 13214.49} \times 10^7 = 1.03 \text{mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{6.37 \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7555.47} \times 10^7 = 5.03 \text{cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{6.37 \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 12430.31} \times 10^7 = 8.92 \text{mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{7.55 \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7237.58} \times 10^7 = 6.29 \text{cm}$$

- La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pt} - f_{gi} - f_{ji} = 8.92 + 6.29 - 5.03 - 1.03 = 9.09 \text{ mm} > f_{adm} = 8.8 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche n'est pas vérifiée

Tableau 31. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux Données	Terrasse Inaccessible	7 ^{ème} 12 ^{ème}	au au	1 ^{er} 6 ^{ème}	au au	Mezzanine et RDC 2	RDC 1
Q _{Jser} (KN/m)	1.235	1.235		1.235		1.235	1.8525
Q _{Gser} (KN/m)	3.4645	2.8015		2.8015		2.8015	3.5295
Q _{Pser} (KN/m)	4.11	3.7767		3.7767		6.0515	6.7795
L (m)	4.4	4.4		4.4		4.4	4.4
As (cm ²)	2.36	2.36		2.36		2.36	3.39
b(cm)	65	65		65		65	65
b ₀ (cm)	10	10		10		10	10
h(cm)	21	21		21		21	21
h ₀ (cm)	5	5		5		5	5
d(cm)	19	19		19		19	19
w	0.76	1		1		0.71	0.72
M _j (KN/m)	2.27	2.29		2.29		2.12	3.22
M _g (KN/m)	6.371	6.77		6.77		4.813	6.149
M _p (KN/m)	7.55	9.13		9.13		10.397	11.81
ρ	0.0124	0.0124		0.0124		0.0124	0.0178
λ_i	3.4341	3.4341		3.4341		3.4341	2.39
λ_v	1.3736	1.3736		1.3736		1.3736	0.95
Y(cm)	4.03	4.03		4.03		4.03	4.72
I(cm ⁴)	9351	9351		9351		9351	12648
I ₀ (cm ⁴)	21518	21518		21518		21518	23732
Y _G (cm)	6.85	6.85		6.85		6.85	2.28
σ_{js}	54.51	71.73		71.73		50.93	54.64

σ_{gs}	152.93	162.72	162.72	115.53	104.11
σ_{ps}	181.62	213.35	213.35	249.55	199.97
μ_g	0.62	0.6391	0.6391	0.206	0.614
μ_j	0.23	0.3511	0.3511	0.531	0.387
μ_p	0.66	0.7172	0.7172	0.746	0.775
$I_{fij}(cm^4)$	13081	10730	10730	13853	13552
$I_{fig}(cm^4)$	7555.47	7408	7408	8380	10574
$I_{fip}(cm^4)$	7175.5	6834	6834	6641	9146
$I_{fv}(cm^4)$	12773	12604	12604	13684	16444
f_{ijser}	1.03	1.66	1.66	0.91	1.42
f_{igser}	5.03	5.45	5.45	3.42	3.46
f_{vgser}	8.92	9.62	9.62	6.29	6.69
f_{ipser}	6.29	7.97	7.97	9.38	7.70
Δf	9.15	10.48	10.48	11.29	9.50
$< f_{adm}$	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8
$\Delta f < f_{adm}$	Non vérifiée				

Commentaire : On remarque que la flèche n'est pas vérifiée à tous les niveaux, on propose d'augmenter la section d'acier comme solution.

Le tableau suivant est le récapitulatif des nouvelles sections :

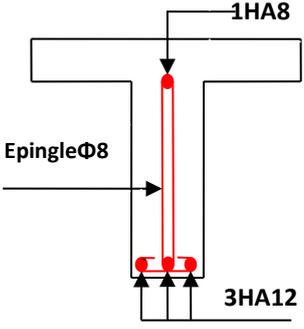
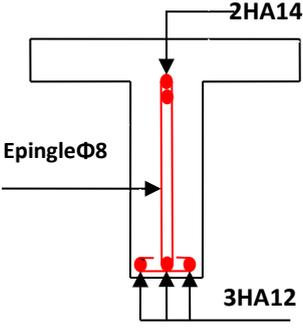
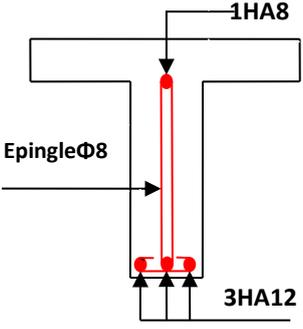
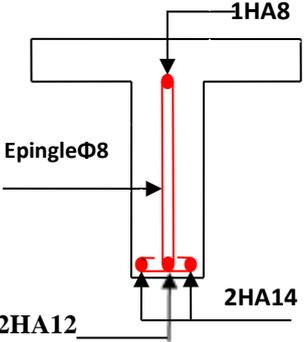
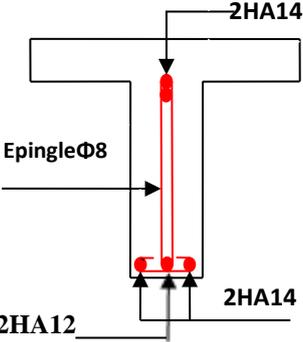
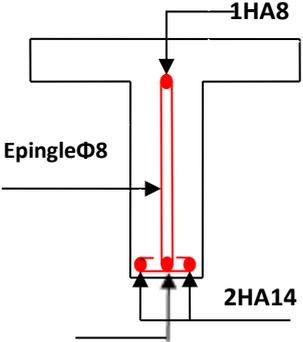
Tableau 32. Section d'acier après vérification de la flèche.

Données / Niveaux	A (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Terrasse Inaccessible	3HA10 =2.36	3HA12 =3.39	7.04	8.8	Condition vérifiée

7 ^{ème} au 12 ^{ème}	3HA10 =2.36	3HA12 =3.39	7.99	8.8	Condition vérifiée
1 ^{er} au 6 ^{ème}	3HA10 =2.36	3HA12 =3.39	7.99	8.8	Condition vérifiée
Mezzanine et RDC2	3HA10 =2.36	3HA12 =3.39	8.38	8.8	Condition vérifiée
RDC 1	3HA12 =3.39	2HA14+1HA12 =4.21	8.02	8.8	Condition vérifiée

Tableau 33.Schéma ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse Inaccessible			
1 ^{er} au 12 ^{ème}			

<p>Mezzanine et RDC2</p>			
<p>RDC 1</p>			

III.2 Planchers dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

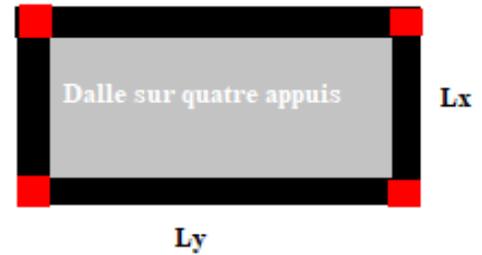
Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Dans notre cas on a quatre types de dalle

1. Dalle sur quatre appuis

- Calcul du chargement



$$G=5.43\text{KN/m}^2; Q=5\text{KN/m}^2$$

$$L_x=2.5\text{m} \quad L_y=5\text{m} \quad \rho=0.5$$

$$\begin{cases} q_u=1.35 \times 5.43 + 1.5 \times 5 = 14.83 \text{KN/ml} \\ q_s=5.43 + 5 = 10.43 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{500} = 0.5 > 0.4 \text{ La dalle travail selon deux sens}$$

l_x et l_y

$$v=0 \quad \text{et} \quad \rho=0.5$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0966 \times 14.83 \times 2.5^2 = 8.95 \text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.250 \times 8.953 = 2.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1 \times 10.43 \times 2.5^2 = 6.51 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.3671 \times 6.51 = 2.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 6.712 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 1.67 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 4.88 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 1.785 \text{KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -4.47\text{KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -3.255\text{KN.m} \end{cases}$$

• Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12.35\text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 29.66\text{KN}$$

• Ferrailage de la dalle

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow \phi \leq 20\text{mm}$ le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



Figure 15. Section de la dalle pleine à ferrailier

Tableau 34. Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	lx	6,71	0.014	0.018	0.17	1.08	2	5HA8 =2.51	20
	ly	1,67	0.0036	0.004	0.17	0.26	1.6	4HA8= 2.01	25
Appui	lx	4,47	0.0097	0.01	0.17	0.71	2	5HA8= 2.51	20

$$e \geq 12 \text{ et } \rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 2\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 b \cdot e = 1.6\text{cm}^2 \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

• Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm})$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 45\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm})$ condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.068\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

⇒ pas d'armature transversal.

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

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

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau 35. Vérification des contraintes

	sens	Mser (KN.m)	I(cm ⁴)	Y (Cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	Lx	4.88	24296	5.4	1.10	15	Vérifiée
	Ly	1.17	13686	4.05	0.53		Vérifiée
Appui		3,2	16706	4,5	0,85	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x'

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{250} = 0.08 \geq \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{250} = 0.08 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0,069$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-5}$$

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

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

Avec :

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

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{2500}{500} = 5mm$

Propriété de la section de la dalle :

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.4KN/m^2$$

$$q_{gser} = 5.43KN/m^2$$

$$q_{Pser} = (5.43 + 5) = 10.43 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x}^j = 0.0448 \times 4.4 \times 2.5^2 = 1.232 \text{ KN.m} \\ M_{0x}^g = 0.0448 \times 5.43 \times 2.5^2 = 1.5204 \text{KN.m} \\ M_{0x}^p = 0.0448 \times 10.43 \times 2.5^2 = 2.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \times M_{0x}^j = 0.924 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \times M_{0x}^g = 1.1403 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \times M_{0x}^p = 2.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 36.calcul et vérification de flèche sens x-x'

f_{gv}	f_{pt}	f_{gi}	f_{jt}	f_{adm}	Δf	Observation
0.194	0.052	0.124	0.064	5	0.058	Vérifiée

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

Tableau 37.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Sollicitations maximales								
Types	ELU					ELS		
	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma (KN.m)	Vx (KN)	Vy (KN)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ma (KN.m)
DP1	25.91	37.71	13.31	13.05	3.2	18.37	26.74	9.43
DP3	4.71	1.11	1.66	8.77	4.69	3.51	1.25	1.23
DP4	8.81	/	2.64	14.68	/	6.24	/	1.8714

Tableau 38. Calcul du ferrailage des dalles

Types	Sens	M (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ²) ml	A _{adop} (cm ²)	St(cm)
DP1	Xx	25.91	6.08	1,3	6HA12=6.79	15
	Yy	37.71	9.12	1,2	9HA12=10.18	10
	Appui	13.31	3.03	1.2	4HA8=2.01	25
DP3	Xx	4.71	1.05	1.5	4HA8=2.01	25
	Yy	1.11	0.26	1.2	4HA8=2.01	25
	Appui	1.66	0.36	1.5	4HA8=2.01	25
DP4	Xx	8.81	1.97	1.5	4HA8=2.01	25

Tableau 39. Vérification de l'effort tranchant

Types	Vux (KN.m)	$t_{ux} \leq \bar{\tau}$ (MPa)	Obs	Vuy (KN.m)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}$ (MPa)	Obs
DP1	13.05	0,072 < 1,25	verifier	3.2	0,017 < 1,25	Verifier
DP3	8.77	0.048 < 1,25	verifier	4.69	0.026 < 1,25	Verifier
DP4	14.68	0.112 < 1,25	verifier	/	/	/

Tableau 40. Vérification des contraintes d'aciers et de béton A'ELS

Types de Dalles	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	
DP1	Xx	18.37	4.2	10350	7.5 < 15	verifier	Aucune verification à faire
	Yy	26.74	4.95	1393.8	9.5 < 15	verifier	Aucune verification à faire
	Appui	9.43	3.05	5440	5.22 < 15	verifier	Aucune verification à faire
DP3	Xx	3.51	2.5	3844.8	2.29 < 15	verifier	Aucune verification à faire
	Yy	1.25	2.5	3844.8	0.82 < 15	verifier	Aucune verification à faire
	Appui	1.23	2.5	3844.8	0.81 < 15	verifier	Aucune verification à faire
DP4	Xx	6.24	12.97	72727.5	1.11 < 15	verifier	Aucune verification à faire

Tableau 41. vérification de la flèche

		f_{gv}	f_{pi}	f_{gi}	f_{ji}	f_{adm}	Δf	Observation
DP1	XX	4.32	4.90	2.08	1.10	6.4	6.03	Vérifiée
	YY	9.13	2.42	4.48	2.71	7.82	4.36	Vérifiée
DP3	XX	0.27	0.15	0.09	0.06	4.3	0.27	Vérifiée
	YY	0.40	0.22	0.13	0.09	8.7	0.39	Vérifiée
DP4	XX	0.38	0.22	0.12	0.09	4.8	0.38	Vérifiée

Schéma ferrailage

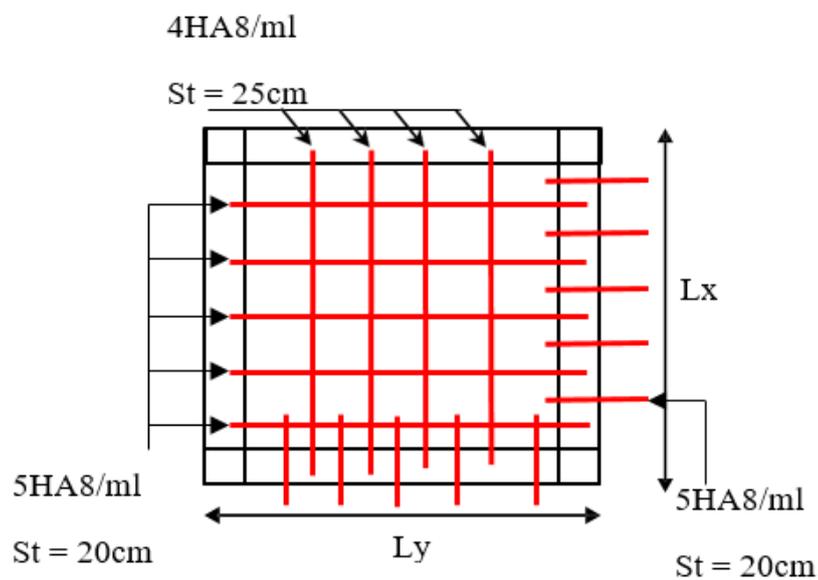


Figure.16. Schéma de ferrailage de dalle quatre appuis

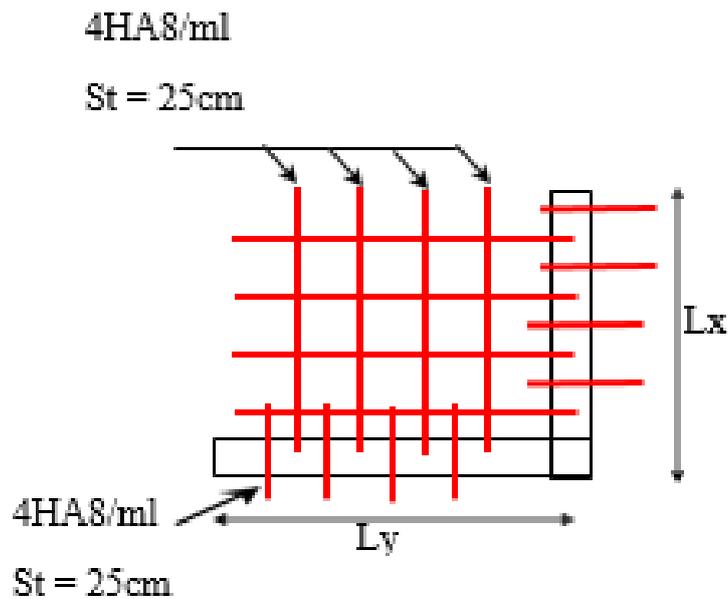
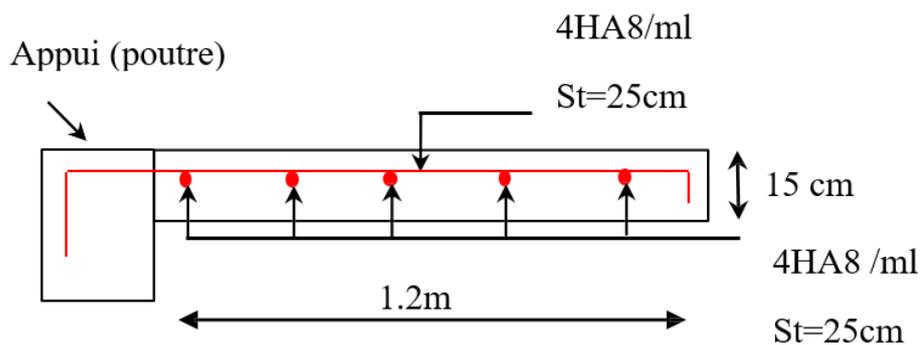


Figure.17.Schéma de ferrailage de dalle deux appuis



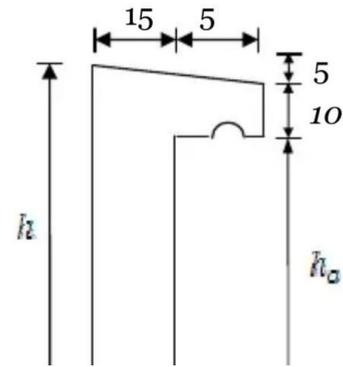
III.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est une composante non porteuse qui enveloppe le bâtiment au niveau du dernier étage (terrasse). Son rôle est de préserver l'étanchéité de la liaison entre lui-même et la surface inclinée, empêchant ainsi l'infiltration des eaux de pluie. De plus, il offre un point d'ancrage pour le matériel utilisé lors des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est assimilé à une console, une force latérale résultant de l'effort (F), fixée dans le plancher (terrasse), supportant son propre poids (G), et une charge horizontale (Q) due à la présence d'une main courante.

III.3.1 Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l’acrotère sera calculé en flexion composée.



III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 5 \times 10 + 5 \times 5 / 2$$

$$S_{acr} = 0,1 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l’acrotère.

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.3.2.1 Charge verticale

Tableau 42. Charge permanente revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	GTotal (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0,1	2,5	0,16	2,66	1,00

III.3.2.2 Charge horizontale (Charge sismique)

D’après le **RPA99**, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc :
$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.5KN/ml. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.5 \Rightarrow F_p = 1.2KN$

III.3.3 Calcul des sollicitations

Tableau 43. Combinaisons d’action de l’acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.58	3.37	2.5
M (KN.m)	1	1.08	0.72

• **Calcul de l’excentricité**

$$e_l = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.08}{3.37} = 0.32m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section et N_u est un effort de

compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l’excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l’application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, L/250)$$

L : portée de l'élément = 70 cm

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 70/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.00144 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0.341 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_a = 0.341 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0.08 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h_0}{2} - C' \quad \text{la section partiellement comprimé}$$

- Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

L'ELU :

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.386 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1.3 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.288 \text{ m}$$

$$e_{us} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.333 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s e_{sa} = 0.83 \text{ KN.m}$$

III.3.3.1 Calcul de ferrailage

$$\mu bu = \frac{MuA}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.006 < \mu l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 0.007$$

$$z = (1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$A = \frac{Mu}{Z \cdot f_{st}} = 0.313 \text{ cm}^2$$

III.3.3.2 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.665 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec Amin.

On choisit : A principale = 6HA 6 = 1.70 cm

III.3.3.3 Armature de répartitions

$$A_s = \frac{A}{4} = 0.425 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_s = 3HA6 = 0.85 cm²

III.3.3.4 Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/6 = 16.66 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.3.3.5 Vérification au cisaillement

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2 + 1 = 2.2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2 \times 10^{-3} / (1 \times 0.2) = 0.11 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

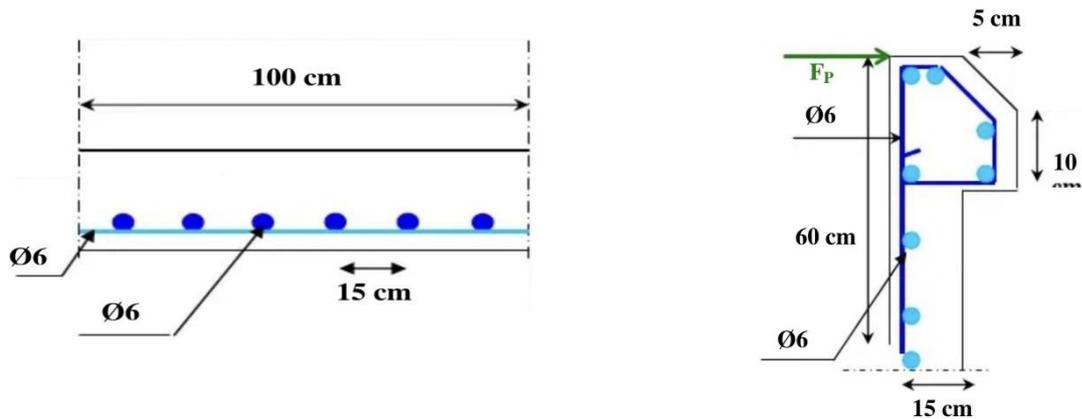


Figure.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.4 Les Escaliers

III.4.1 Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons :

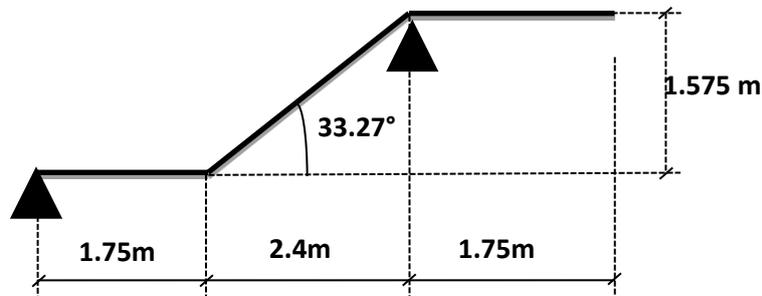


Figure.21. Coupe en élévation de l'escalier mezzanine et étage courant

Ce type se calcule comme suit

III.4.2 Les charges permanentes

$$G_{palier} = 5.43 \text{ KN/m}^2 \quad G_{volée} = 8.88 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{escalier} \square 2,50 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.8) + (1.5 \times 2.5) = 15.738 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 2.5) = 11.08 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le mur :

$$P_{mur} = 2,85 \times (3.15 - 0.4) = 7.83 \text{ KN}$$

- Schémas statique

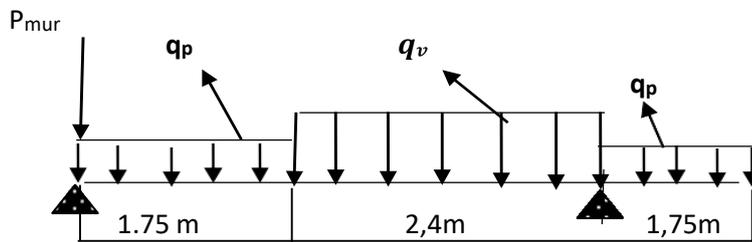


Figure 22. Schéma statique de l'escalier

III.4.3 Calcul des sollicitations

III.4.3.1 Calcul des réactions

$$q_{eq} = \frac{19.39 + 37.77 + 19.39}{5.9} = 12.97 \text{ KN/m}^2$$

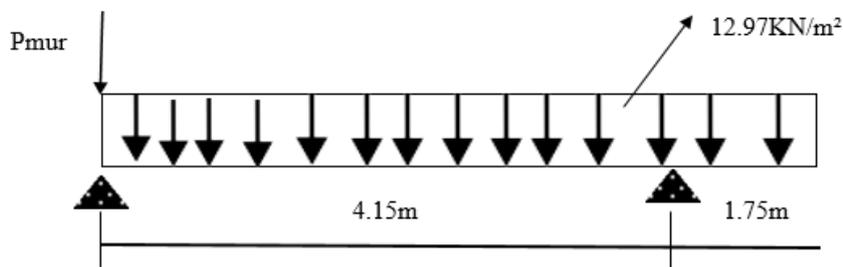


Figure 23. Schémas statique de l'escalier (charge équivalente).

Après calcul de la RDM, on trouve

$$R_A = 32.7 \text{ KN.}$$

$$R_B = 54.39 \text{ KN}$$

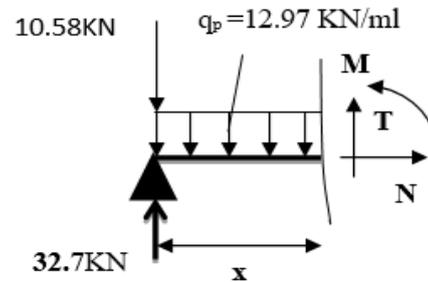
III.4.3.2 Calcul des moments

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 4.15 \text{ m}$

$$M = 22.12x - 6.485x^2$$

$$T = -12.97x + 22.12$$

$$x = 1.7$$

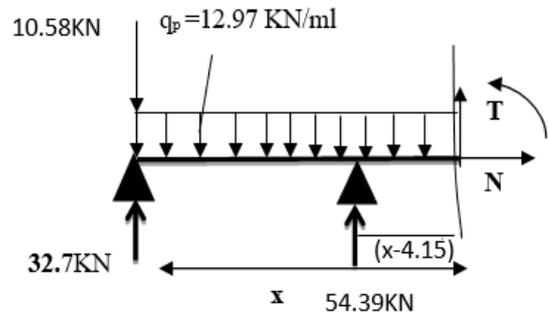


- 2^{er} tronçon : $4.15 < x < 5.9 \text{ m}$

$$M = 76.51x - 6.485x^2 - 225.71$$

$$T = -12.97x + 76.51$$

$$x = 5.89$$



- Calcul M^{max} :

$$M_{\text{max}} = 18.86 \text{ KN.m}$$

III.4.3.3 Calcul des moments réels

$$M_a = -0.5 M^{\text{max}} = -0.5 \times 18.86 = -9.43 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\text{max}} = 0.85 \times 18.86 = 16.03 \text{ KN.m.}$$

III.4.4 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 44. Les résultats de calcul ferrailage

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
16.03	0.057	0.074	0.135	3.45	1.67	4HA12=4.52	25
En appui							
9.43	0.039	0.049	0.127	2.13	1.56	4HA12=4.52	25

III.4.5 Vérification de l'effort tranchant

$$T = 31.70KN$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{31.70}{0.13 \times 1} = 0.23MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

III.4.6 Armatures de répartition

$$A = \frac{A^a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$$

$$A = 4HA8 = 2.01 cm^2; \quad S_t = 25 cm$$

III.4.7 Vérification à l'ELS

III.4.7.1 État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

III.4.7.2 La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$$q_v = G_v + Q_v = 8.8 + 2.5 = 11.3KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.43 + 2.5 = 7.93 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 44. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14.94	3.73	8800.9	6.28	15	Vérifiée
En appui	13.99	3.73	8800.9	5.88	15	Vérifiée

III.4.7.3 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

BAEL.91

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{590} = 0.027 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} g_v^g = 8.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ g_p^g = 5.43 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

$$g_{eq} = \frac{5.43 \times 1.75 + 8.8 \times 2.4 + 5.43 \times 1.75}{5.9} = 6.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} j_v^g = 4.78 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ j_p^g = 4 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

$$j_{eq} = \frac{4 \times 1.75 \times 2 + 4.78 \times 2.4}{5.9} = 4.31 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p_v^g = 11.3 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ p_p^g = 7.93 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

$$p_{eq} = \frac{7.93 \times 1.75 \times 2 + 11.3 \times 2.4}{5.9} = 9.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_g = 0.75 \times \frac{6.8 \times 5.9^2}{8} = 22.19 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_j = 0.75 \times \frac{4.31 \times 5.9^2}{8} = 14.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{9.30 \times 5.9^2}{8} = 30.34 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.322\% ; \lambda_v = 2.6 ; \lambda_i = 6.5$$

➤ Calcul des σ_{st} :

$$\sigma_{sg} = 242.54 \text{MPa} ; \sigma_{sj} = 143.02 \text{MPa} ; \sigma_{sp} = 321.60 \text{MPa}$$

Tableau 45. Evaluation de la flèche

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4.15	4.52	8.24	13.98	18.54	8880.9	2157.741
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.7	163874	80844	64466	133767	2	8.3

• Schéma de ferrailage :

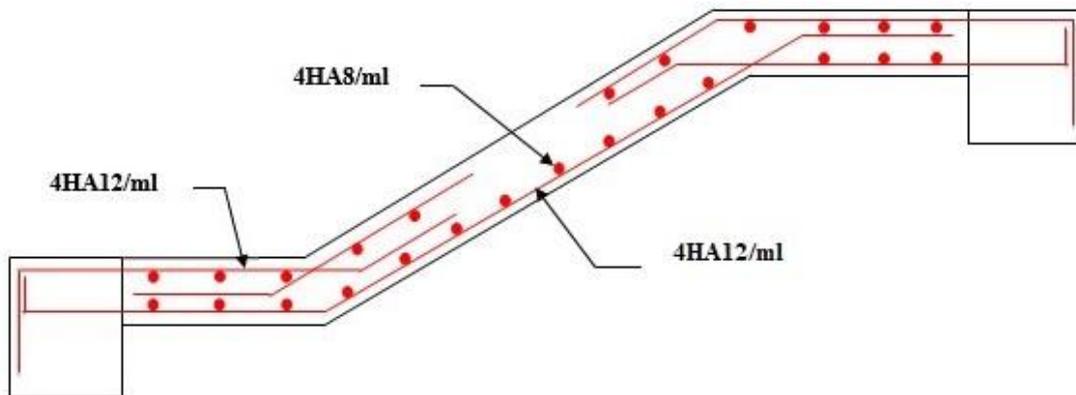


Figure 24. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5 Etude de la poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree a l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et a l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

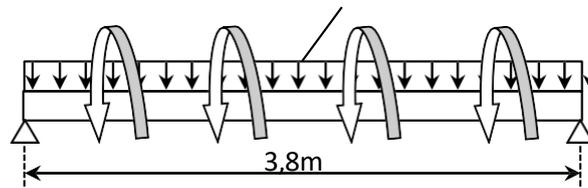


Figure 25. Schéma statique de la poutre palière

III.5.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b < 4 \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

❖ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids murs : $G_{\text{mur}} + 2.75 = 7.83 \text{ KN/m}$

Poids de l'escalier (réaction d'appui A dans l'escalier) : $R_A = 32.7 \text{ KN/m}$

III.5.1.1 Moment de torsion

$M_{\text{tor}} = M_A \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

$$q_u = (1,35 \times G_0) + R_A = 35.73 \text{ KN/m}$$

Cette poutre est soumise à la flexion simple

III.5.1.2 Calcul des moments

$$M_t = \frac{q_u l^2}{24} = 21.49 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{q_u l^2}{12} = -43 \text{ KN.m}$$

III.5.1.3 Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{q_u l}{2} = 67.88 \text{ KN}$$

III.5.2 Ferrailage à l'ELU

Ferrailage de la poutre sous flexion simple :

Tableau 46. Résultats de ferrailage de la poutre palière

	M_u	μ_{bu}	A	Z	A (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	Choix
Travée	0.02149	0.069	0.082	0.26	2.28	1.01	3HA12
Appui	0.043	0.138	0.186	0.24	4.4	1.01	4HA12

III.5.2.1 Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{tran} = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tran} = \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \geq 0.28 \text{ cm}^2$$

$$c) A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.28 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.5.2.2 Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0.06788}{0.3 \times 0.27} = 0.83$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.5.3 Calcul à la torsion

Le moment à l'appui provoque une torsion sur la poutre palière, ainsi on doit étudier la poutre sous torsion.

$$M_{tor}^{max} = -M_A \times \frac{1}{2} = -9.43 \times \frac{2.8}{2} = -17.91 \text{ KN.m}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \mu \gamma_s}{2 \Omega F_e}$$

$$e = \frac{h}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\Omega = (h - e)(h - e) = 0,0625$$

$$\mu = 2[(h - e) + (h - e)] = 1,068$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \mu \gamma_s}{2 \Omega F_e} = \frac{17.91 \times 1.068 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 4.39 \text{ cm}^2$$

III.5.3.1 Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor}^{max} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.61 \text{ cm}^2$$

III.5.3.2 Cisaillement par rapport à la torsion

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0,01791}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{total} = \sqrt{(\tau_u^{tor})^2 + (\tau_u)^2} = 2.97 \text{ MPa}$$

$$\tau^{total} = 2.97 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

III.5.4 Ferrailage globale

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée: } A_{st} = A_{tra}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 4.47 \text{ cm}^2 \text{ soit } \rightarrow 5.75 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 \\ \text{en appui: } A_{sa} = A_{app}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 6.59 \text{ cm}^2 \text{ soit } \rightarrow 6.88 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \end{array} \right.$$

III.5.4.1 Armatures transversales

$$A_{trans} = A^{F.S} + A^{tor} = 0.45 + 0.61 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Choix de barres : 4HA8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

III.5.5 Vérification à l'ELS

$$q_s = g_0 + R_{as} = 25.99 \text{ KN/m}$$

III.5.5.1 Calcul des moments

$$M_t = \frac{q_s l^2}{24} = 15.63 \text{KN.m}$$

$$M_a = -\frac{q_s l^2}{12} = -31.27 \text{KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 47. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σbc ≤ σ̄bc (MPa)
En Travée	15.63	2.86	31971.30	1.39	15	Vérifiée
En appui	-31.27	3.27	41675.63	2.45	15	Vérifiée

III.5.5.2 La flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \cdot M_0}\right) \times l$ 30cm ≥ 12cm..... Vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$ 2.28cm² ≤ 8.50cm²Vérifiée

3) $L = 3,8m < 8 m$ Vérifiée

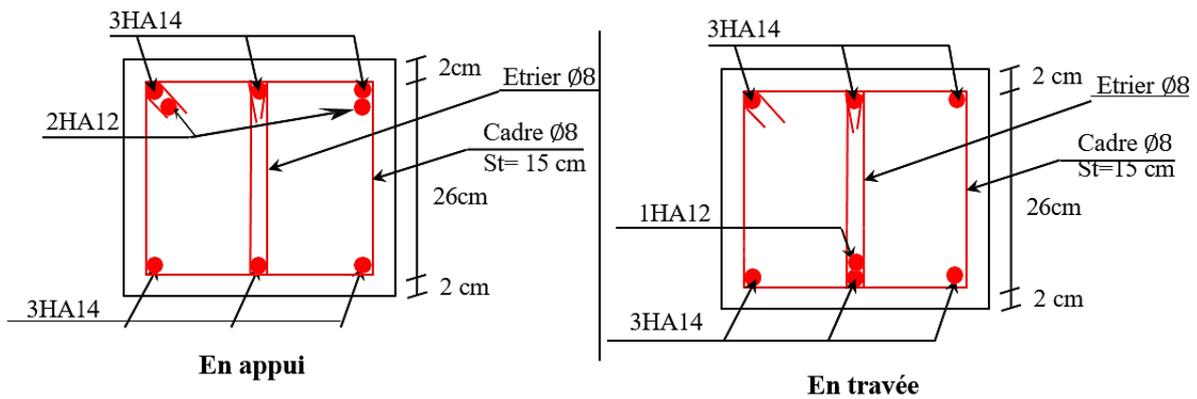


Figure 26. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 Etude de la poutre brisée

III.6.1 Dimensionnement

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

$$L=1.1+(1.40/\cos 36.86^\circ) +1.4=4.24\text{m}$$

$$\frac{424}{15} \leq h \leq \frac{424}{10} \longrightarrow 28.26 \leq h \leq 42.4$$

Donc b=h=40 cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

III.6.2 Calcul à la flexion simple

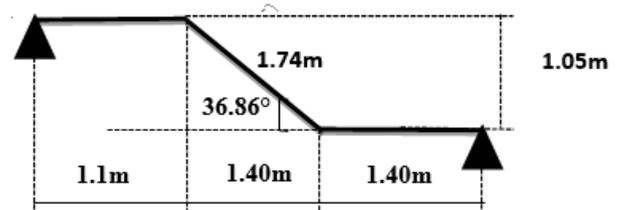


Figure.27.Coupe élévation de la poutre briser

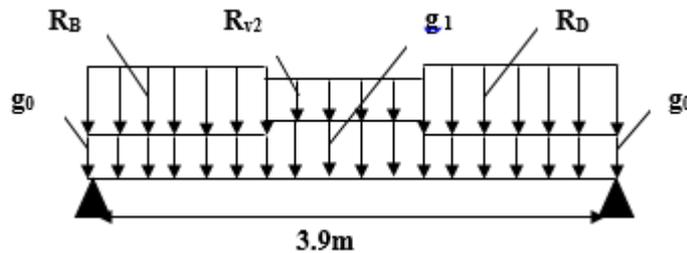


Figure 28.Schéma statique de la poutre brisé

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.4 \times 0.4=4 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.4 \times 0.4 / \cos 36.86^\circ=4.99 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D=28.94 \text{ KN/ml.}$$

$$R_B=27.32 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{v2}= 22.27 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

R_D : la charge ramenée par la partie CD

R_B : la charge ramenée par la partie AB

R_{v2} : la charge ramenée par la partie

III.6.2.1 Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau 48. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
59.37	59.37	1.95	57.89	-38.59	19.29	59.37

III.6.2.2 Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Tableau 49. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A calculée (cm ²)
En travée					
19.29	0.024	0.030	0.36	1.78	1.53
En appui					
38.59	0.049	0.062	0.36	1.78	3.08

III.6.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0,05828}{0,4 \times 0,37} = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

III.6.2.4 Armatures transversales à la flexion simple

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d; 40 cm) = 33.3 cm Condition vérifiée.

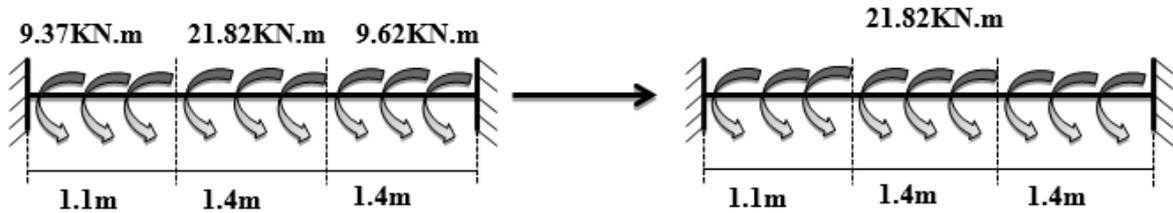
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{f_e} = \frac{(0.4 - 0.3 \times 2.1) \times 0.4 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.50 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc At=0.80 cm²

III.6.3 Calcul à la torsion

III.6.3.1 Le moment de torsion



- Le moment maximum aux appuis:

$$M_t = 21.82 \text{ kN.m}$$

- Le moment de torsion.

$$M_{tor}^{max} = M_t \times \frac{l}{2} = 21.82 \times \frac{3.9}{2} = 42.54 \text{ kN.m}$$

III.6.3.2 Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 21.82 \text{ kN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_{tor}^{max} = M_t \times \frac{l}{2} = 21.82 \times \frac{3.9}{2} = 42.54 \text{ kN.m}$$

III.6.3.3 Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - e)(h - e) = (40 - 6.66)(40 - 6.66) = 1111.55 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.04254}{2 \times 0.111155 \times 0.066} = 2.87 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u^{total} = \sqrt{(\tau_u^{tor})^2 + (\tau_u)^2} = \sqrt{0.40^2 + 2.87^2} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.6.3.4 Armatures longitudinales en torsion

$$\mu = 2[(h - e) + (h - e)] = 133.36$$

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \mu Y_s}{2 \Omega \text{ Fe}} = \frac{42.54 \times 10^{-3} \times 1.33 \times 1.15}{2 \times 0.11115 \times 400} = 7.33 \text{ cm}^2$$

III.6.3.5 Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe St=20 cm

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}^{\text{max}} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.1 \text{ cm}^2$$

III.6.4 Ferrailage de la poutre brisée

III.6.4.1 Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.8 + 1.11 = 1.9 \text{ cm}^2$$

St=20 cm

III.6.4.2 Armatures longitudinales

➤ **En appui**

$$A_l^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^a = 1.35 + \frac{7.33}{2} = 5.01 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^t = 3.08 + \frac{7.33}{2} = 6.745 \text{ cm}^2$$

➤ Choix de ferrailage

$$\begin{cases} \text{pour } A_1^t = 4\text{HA14} + 2\text{HA12} = 8.42 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_1^a = 4\text{HA14} = 6.16 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t \text{ on choisit 2 cadre de } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

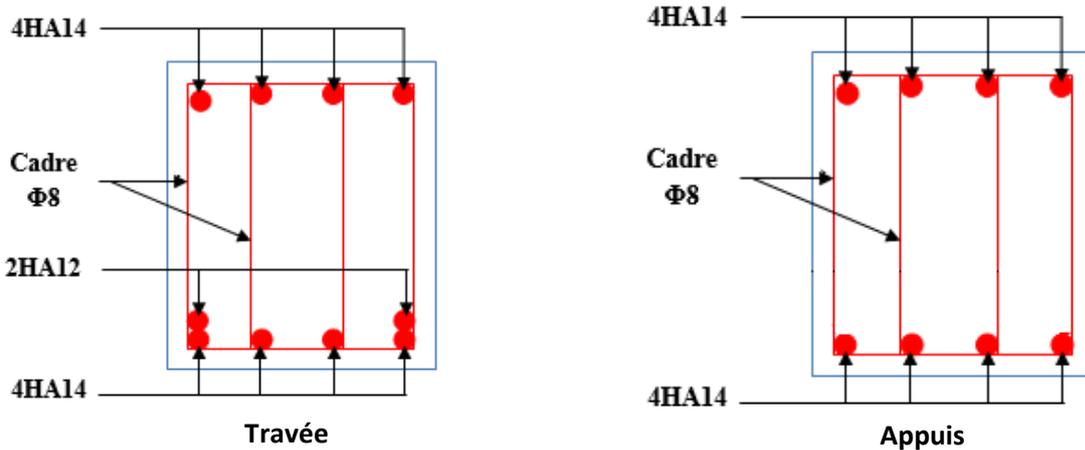


Figure 29. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.6.5 Calcul à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 50. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM A l'ELS

R _B (KN)	R _D (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN .m)	M _t (KN.m)
20.70	20.79	1.95	41.46	-27.64	13.82

III.6.5.1 Vérification de σ_{bc} :

➤ Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0$$

$$20y^2 + 218.7y - 4950.3 = 0$$

$$Y = 11.18 \text{ cm}$$

➤ Calcul de I:

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

$$I = 109015.62 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13.8 \times 10^{-3}}{109015.62 \times 10^{-8}} \times 0.1118 = 1.41 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire

III.6.5.2 La flèche

1) $\frac{h_t}{l} = \frac{40}{390} = 0.102 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $\frac{h_t}{l} = \frac{40}{390} = 0.102 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.20 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $\frac{8.42}{40 \times 37} = 0.00568 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7 Etude de la poutre de chaînage

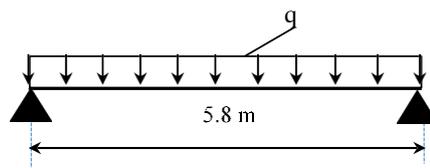


Figure 30. Schéma statique de la poutre chaînage

III.7.1 Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

III.7.1.1 Condition de la flèche BAEL91

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 38.66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$$

III.7.1.2 Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \quad \text{cm}$$

Donc, on prend : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$h/b < 4$$

III.7.2 Définition des charges

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

➤ Etage commercial:

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{ KN/m}$

- Poids du plancher à corps creux : $q_{cc} = P_{plancher} (l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_s = 1.075$; $l_i = 1.725 \text{ m}$; $G = 5.16 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1.35G_p + 1.5Q_0 = 46.5 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 32.448 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatique} \begin{cases} ELU: M_{0U} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 195.36 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0S} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 136.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} ELU: M_{tu} = 0.85 \times M_{0U} = 166.05 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{tu} = 0.85 \times M_{0S} = 115.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui} : -0.4M_0 \begin{cases} M_{a0} = -78.14 \\ M_{a0} = -54.57 \end{cases}$$

III.7.3 Ferrailage à l'ELU

Tableau 51. Calcul du ferrailage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Travée	166.05	0,28	0,43	0,30	15,58	1.34	4HA20+2HA16=16.58
Appui	- 78.14	0,13	0,34	0,34	6.54	1.34	4HA16=8.04

III.7.3.1 Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{ql}{2} = 134.85 \text{ KN}$$

III.7.3.2 Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0,13485}{0,3 * 0,37} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.7.3.3 Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$d) A_{tran} = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$e) A_{tran} = \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \geq 0.72 \text{ cm}^2$$

$$f) A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,72 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Choix de barres : 4HA8 = 2,01 cm^2 .

III.7.4 Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau 52.Vérification des contraintes d’aciers et de béton A’ELS

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σbc ≤ σ̄bc (MPa)
En Travée	115.94	21.83	212490	11.91	15	Vérifiée
En appui	-54.57	24.34	256739	5.17	15	Vérifiée

III.7.4.1 La flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

- 1) $h \geq \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10.M_0}\right) \times l$ $h = 0.4 < 0.49cm$ N. Vérifiée
- 2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e}$
- 3) $L = 5,8m < 8 m$

La première condition n’est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l’ELS

Tableau 53.vérification de la flèche

f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	observation
3	0.600	2.78	1.26	3.92	6,3	Vérifiée

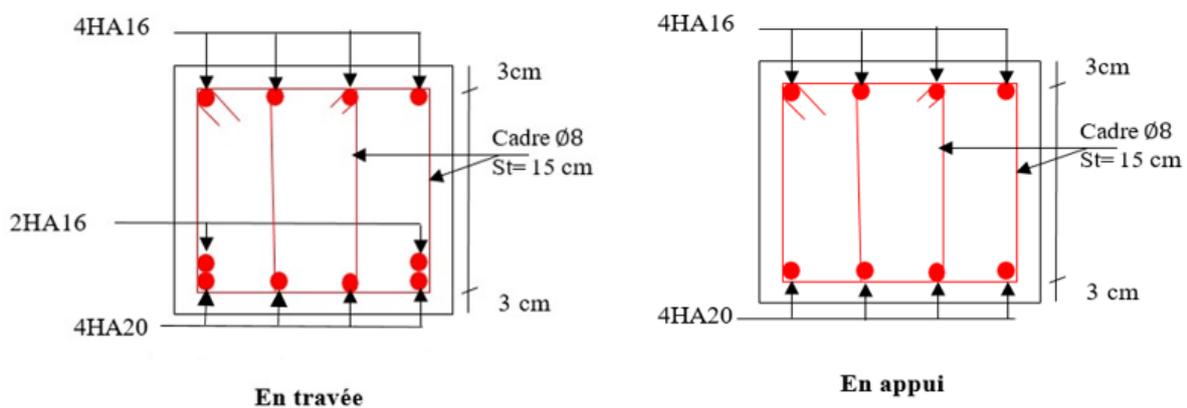


Figure 31.Shéma de ferrailage de la poutre chaînage

III.7.5 Définition des charges

Les poutres de chaînage (étage commerciale et terrasse inaccessible) qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

Tableau 54.Sollicitations maximales de la poutre de chaînage

Niveau	ELU				ELS				Vu (KN)
	q (KN /m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	M0 (KN.m)	q (KN/m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	M0 (KN.m)	
Etage courant	31.35	-52.72	112.04	131.82	22.548	-38.09	80.945	95.23	90.91
Terrasse inaccessible	29.25	-49.20	104.45	122.99	21.248	-35	75.939	89.34	84.82

III.7.6 Ferrailage à l'ELU

Tableau 55.Calcul du ferrailage

Niveau	Position	M (KN.m)	μbu	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)
Etage Courant	Travée	112.047	0.19	0.26	0.33	9.75	1.34	4HA16+2HA14=11.12
	Appui	-52.72	0.09	0.11	0.35	4.30	1.34	4HA12=4.52
Terrasse inaccessible	Travée	104.45	0.18	0.25	0.33	9.10	1.34	4HA16+2HA14
	Appui	-49.20	0.08	0.11	0.35	3.99	1.34	4HA12=4.52

III.7.7 Vérification de l'effort tranchant

- Etage courant

III.7.7.1 Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0.09091}{0,3 * 0,37} = 0.819\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.7.7.2 Armatures transversales

On fixe St = 15 cm et on calcul A_{trans}

$$a) A_{tran} = \frac{0.4 \times b \times ST}{f_e} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tran} = \frac{b \times ST (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \geq 0.23 \text{ cm}^2$$

$$c) A_{trans} = \max (0.45 \text{ cm}^2; 0.23 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Choix de barres : 4HA8 = 2,01 cm².

- Terrasse inaccessible

III.7.7.3 Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0,08482}{0,3 * 0,37} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.7.7.4 Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{tran} = \frac{0.4 \times b \times ST}{f_e} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tran} = \frac{b \times ST (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \geq 0.16 \text{ cm}^2$$

$$c) A_{trans} = \max (0.45 \text{ cm}^2; 0.16 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Choix de barres : 4HA8 = 2,01 cm².

III.7.8 Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau 56. Vérification des contraintes d'aciers et de béton A'ELS

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etage Courant	En Travée	80.945	21.83	212490	8.31	15	Vérifiée
	En appui	-38.092	24.34	256736	3.61	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	En Travée	89.34	21.83	212490	7.8	15	Vérifiée
	En appui	-35	24.34	256736	3.31	15	Vérifiée

Tableau 57. Vérification de la flèche

Niveau	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	$f_{adm}(mm)$	observation
Etage Courant	2.57	0.47	1.53	1.10	2.51	6.3	Vérifiée
Terrasse inaccessible	3.76	0.76	2.12	1.69	3.41	6.3	Vérifiée

Chapitre IV
Etude dynamique

Introduction

Dans ce chapitre, nous aborderons l'impact crucial des séismes sur les structures en béton armé. Les séismes, phénomènes naturels dévastateurs, mettent à l'épreuve la résistance et la robustesse des constructions. Notre objectif est de comprendre comment ces forces dynamiques affectent notre projet de fin d'études en génie civil.

Les séismes génèrent des ondes sismiques qui se propagent à travers le sol, exerçant des forces horizontales sur les bâtiments. Ces forces peuvent entraîner des déformations importantes et même la ruine des structures mal conçues ou insuffisamment renforcées.

Dans cette étude dynamique, nous évaluerons comment notre structure en béton armé réagit aux charges sismiques. Nous examinerons les différents paramètres influençant la réponse sismique, tels que la fréquence naturelle de la structure, sa période de vibration, et la rigidité des éléments en béton armé.

À travers des analyses approfondies et des simulations numériques, nous chercherons à optimiser la conception de notre projet afin de minimiser les effets néfastes des séismes. Nous explorerons également les techniques de renforcement sismique pour garantir la sécurité et la durabilité de notre construction face à ces événements cataclysmiques.

En résumé, ce chapitre nous plongera au cœur de l'étude dynamique de notre projet de fin d'études, mettant en lumière l'importance cruciale de comprendre et de prendre en compte les forces sismiques dans la conception des structures en béton armé.

IV.1 Méthode de calcul

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.1.1 Méthode statique équivalente

Cette méthode n'est pas applicable dans notre cas car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation et en plan donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit La structure (Zone IIa, groupe d'usage 2) a une hauteur de 47,95 mètres qui est supérieure à la hauteur exigée par le RPA en zone IIa, groupe d'usage 2 (23 mètres). Ce qui signifie que la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

IV.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale se révèle être une approche polyvalente, pouvant être appliquée dans divers contextes, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable, comme stipulé dans l'article 4.1.3 du RPA99/2003.

Concluons ainsi : Étant donné que l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme requiert l'expertise d'un personnel qualifié, la méthode d'analyse modale spectrale s'avère être la solution adaptée à notre cas.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

IV.1.2.1 Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivant

$$\frac{S_\alpha}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots T_2 \leq T \leq 3,00s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & \dots T > 3,00s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13)}$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement « η »**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/200(Formule 4.3)}$$

❖ **Le pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

En fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a : ξ = 7 ce qui donne : η = $\sqrt{\frac{7}{2+7}}$ = 0.88 RPA99/2003(Tableau 4.2)

❖ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site « T1,2 »**

Site ferme (S2) : T₁ = 0.15s ; T₂ = 0.4s RPA99/2003 (Tableau 4.7)

❖ **Coefficient de comportement de la structure « R » RPA99/2003 (Tableau 4.3)**

Pour un système de contreventement mixte voiles/portiques avec interaction R= 5

❖ **Coefficient d'accélération de zone « A » RPA99/2003 (Tableau 4.1)**

Zone sismique IIa ; groupe d'usage 2

A= 0.15

❖ **Facteur de qualité « Q »**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \text{ RPA99/2003 (Tableau 4.4)}$$

Tableau 58. Valeurs des pénalités Pq

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
2	Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$

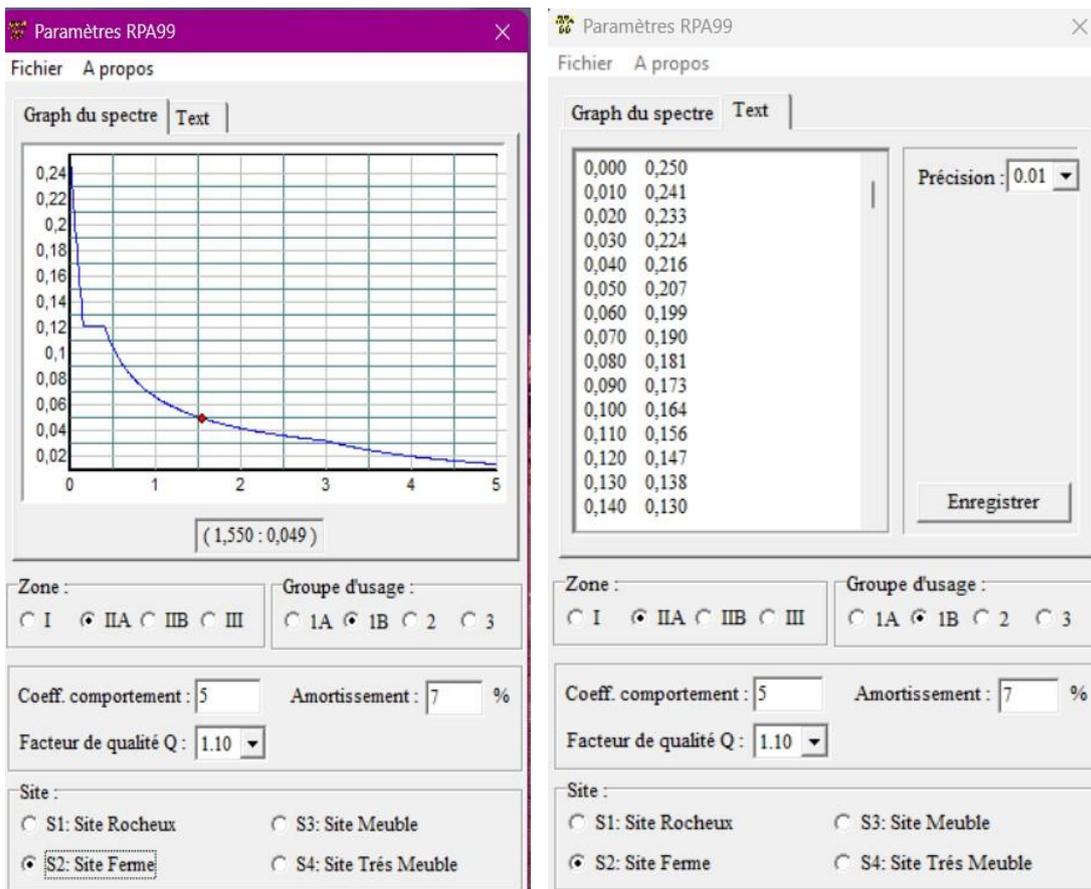


Figure 32. Spectre de réponse

➤ **Méthode de calcul des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 Art. (4. 2. 3)}$$

❖ **Poids total de la structure « W »**

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, Solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, **RPA99/2003 (Tableau 4.5)**

β : Bâtiments à usage d'habitation, bureaux ou assimilés

$$\beta = 0.2$$

Poids total de la structure obtenu à partir de l'Etabs2016 ; $W = 57773,0668$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,00 \text{ s} \end{cases}$$

• **Période fondamentale « T » :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times H_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \times H_N / \sqrt{L} \end{array} \right.$$

H_N : hauteur mesurée de la base du bâtiment jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau **RPA99/2003(4.6)**

$C_T = 0,05$

$$\begin{cases} L_x = 28,8 \text{ m} \\ L_y = 16,6 \text{ m} \end{cases} \quad H = 47,95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(0,91 ; 0,80) \text{ s} \\ T_y = \min(0,91 ; 1,05) \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,80 \text{ s} \\ T_y = 0,91 \text{ s} \end{cases}$$

Valeurs de D :

$$\begin{cases} D_x = 1,38 \text{ m} \\ D_y = 1,27 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_{st_x} = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,2}{5} \times 57773,0668 = 2870,16 \text{ KN}$$

$$V_{st_y} = \frac{0,15 \times 1,27 \times 1,2}{5} \times 57773,0668 = 2641,38 \text{ KN}$$

IV.2 Modélisation de la structure

Dans cette étude dynamique de notre projet de fin d'études en génie civil, nous utiliserons un outil puissant de modélisation et d'analyse structurelle : ETABS. Ce logiciel

renommé est largement utilisé dans l'industrie pour la conception et l'évaluation des structures, notamment en ce qui concerne les charges sismiques.

ETABS offre une gamme complète d'outils pour la modélisation des structures en béton armé, permettant de créer des modèles précis et détaillés de notre projet. Grâce à son interface conviviale et à ses fonctionnalités avancées, nous pourrions représenter fidèlement les éléments de la structure, y compris les poutres, les poteaux, les dalles, et les fondations.

Une fois le modèle créé, ETABS nous permettra d'effectuer des analyses dynamiques complexes pour évaluer la réponse de notre structure aux charges sismiques. Nous pourrions simuler différents scénarios de séisme et examiner les déformations, les contraintes et les déplacements induits dans la structure.

En utilisant les résultats de ces analyses, nous serons en mesure d'identifier les zones critiques de notre projet et de proposer des solutions d'optimisation pour renforcer la résilience de la structure face aux séismes.

En résumé, l'utilisation d'ETABS dans cette étude dynamique nous permettra de mener une analyse approfondie et rigoureuse de notre projet de fin d'études en génie civil, en tenant compte des charges sismiques.

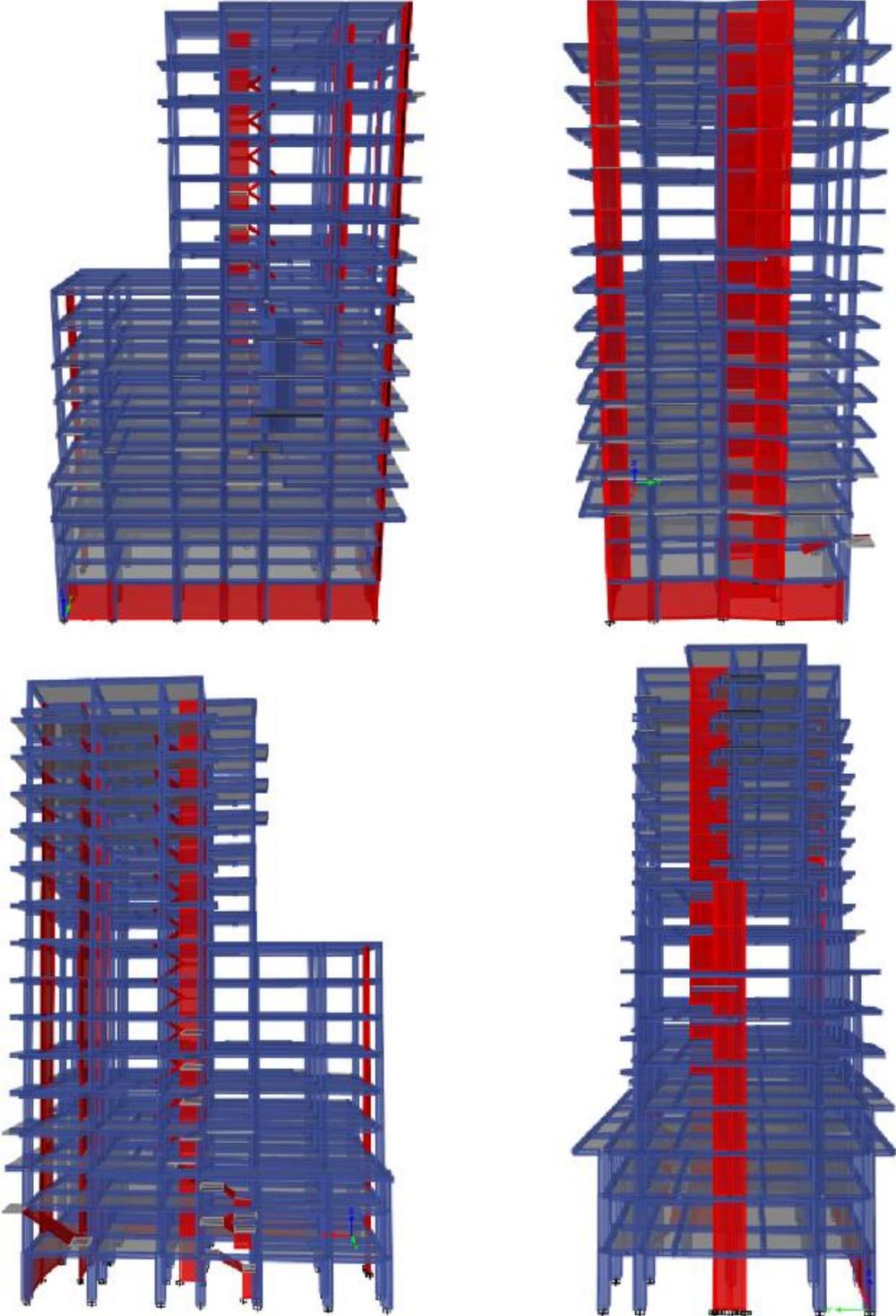


Figure 23. Disposition des voiles

IV.2.1 La disposition des voiles

En tenant compte de l'architecture de la structure qui nous n'a pas permis d'avoir un large choix sur la disposition des voiles pour pouvoir vérifier à la fois les interactions et la période, donc après plusieurs essais et quelques petits changements de l'architecture nous avons retenu cette disposition :

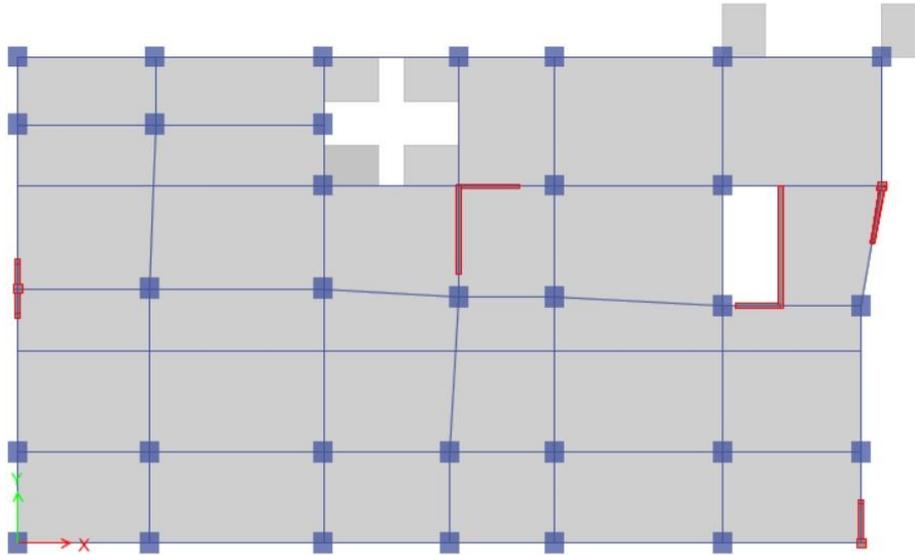


Figure .34.Dispositions des voiles

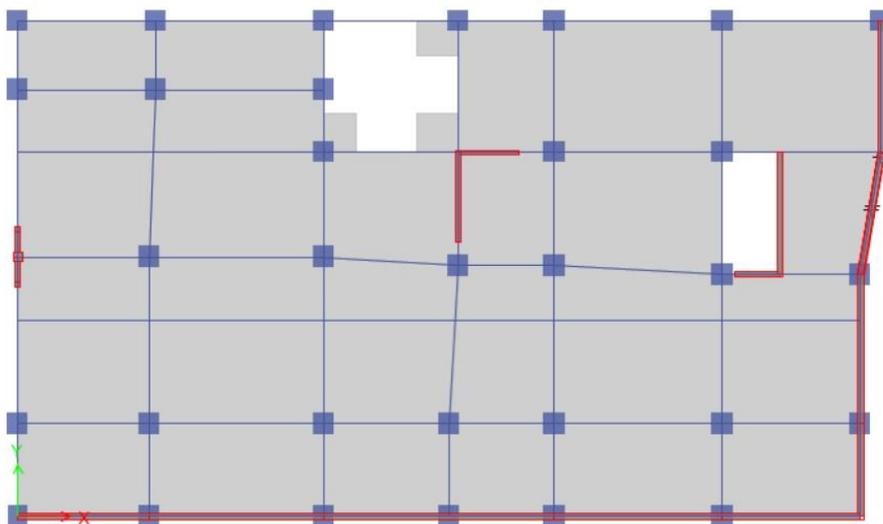


Figure.35. Disposition des voiles du sous-sol

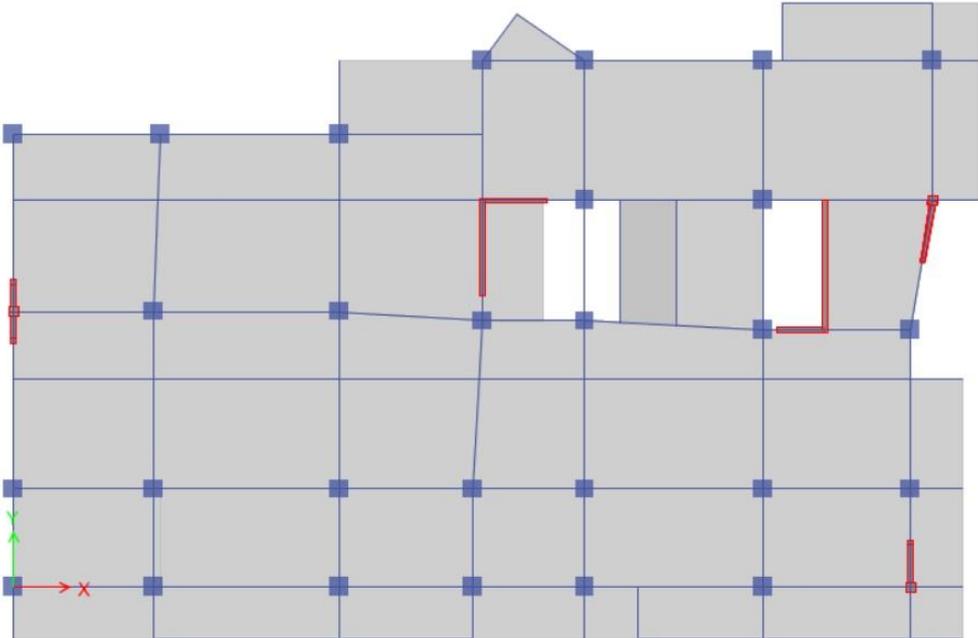


Figure.36. Disposition des voiles E.C

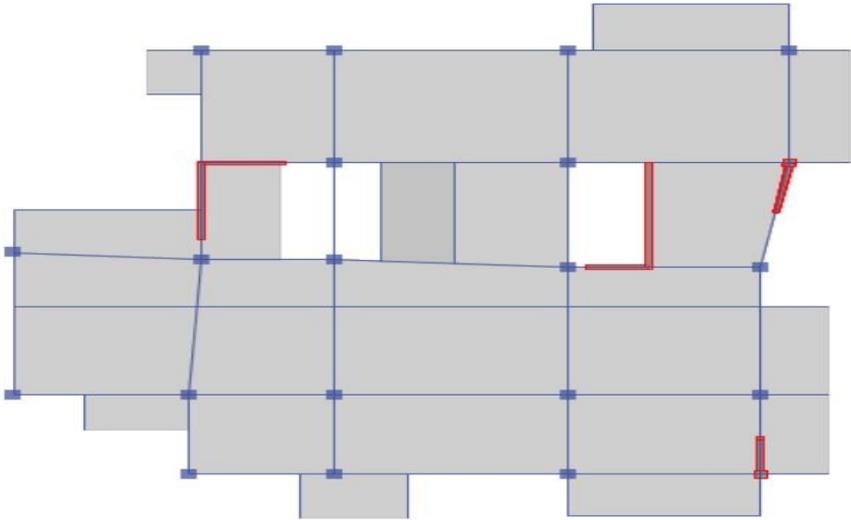


Figure.37. Dispositions des voiles T.I

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V16

IV.3 Périodes de vibration et taux de participation des masses modale

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique (selon RPA99/2003 doit être supérieur à 90% qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 59. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,633	0,6199	0,0098	0,6199	0,0098
2	1,4	0,004	0,4865	0,6239	0,4962
3	1,077	0,0074	0,125	0,6313	0,6212
4	0,644	0,1519	0,018	0,7832	0,6392
5	0,497	0,0349	0,0592	0,8181	0,6985
6	0,438	0,0013	0,1172	0,8194	0,8157
7	0,334	0,0571	0,0065	0,8765	0,8222
8	0,24	0,0048	0,0226	0,8813	0,8448
9	0,23	0,0356	1,326E-05	0,9169	0,8448
10	0,213	0,0001	0,0543	0,917	0,8991
11	0,163	0,0214	0,0006	0,9384	0,8997
12	0,16	0,0008	0,006	0,9392	0,9057

IV.4 Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X et selon l'axe Y atteint les 90% au bout du **9ème et 12ème mode** respectivement.

- **Les modes de vibrations**

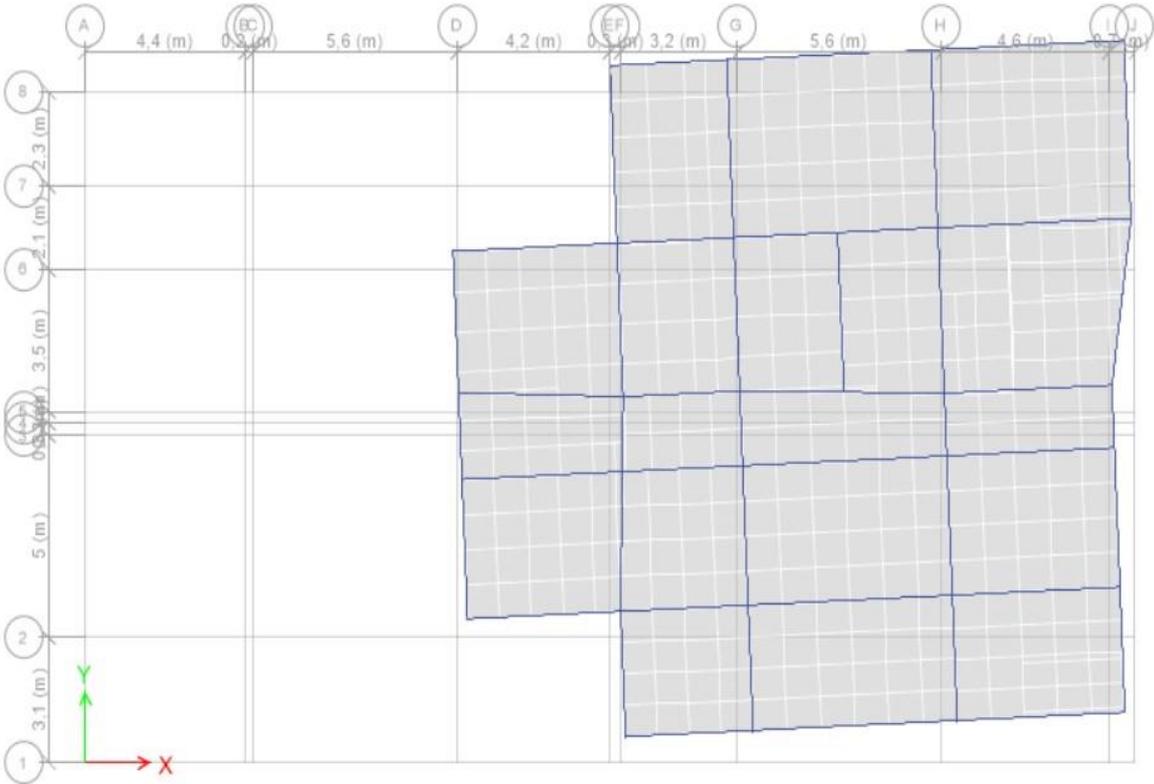


Figure.38. Mode translation l'axe Y-Y

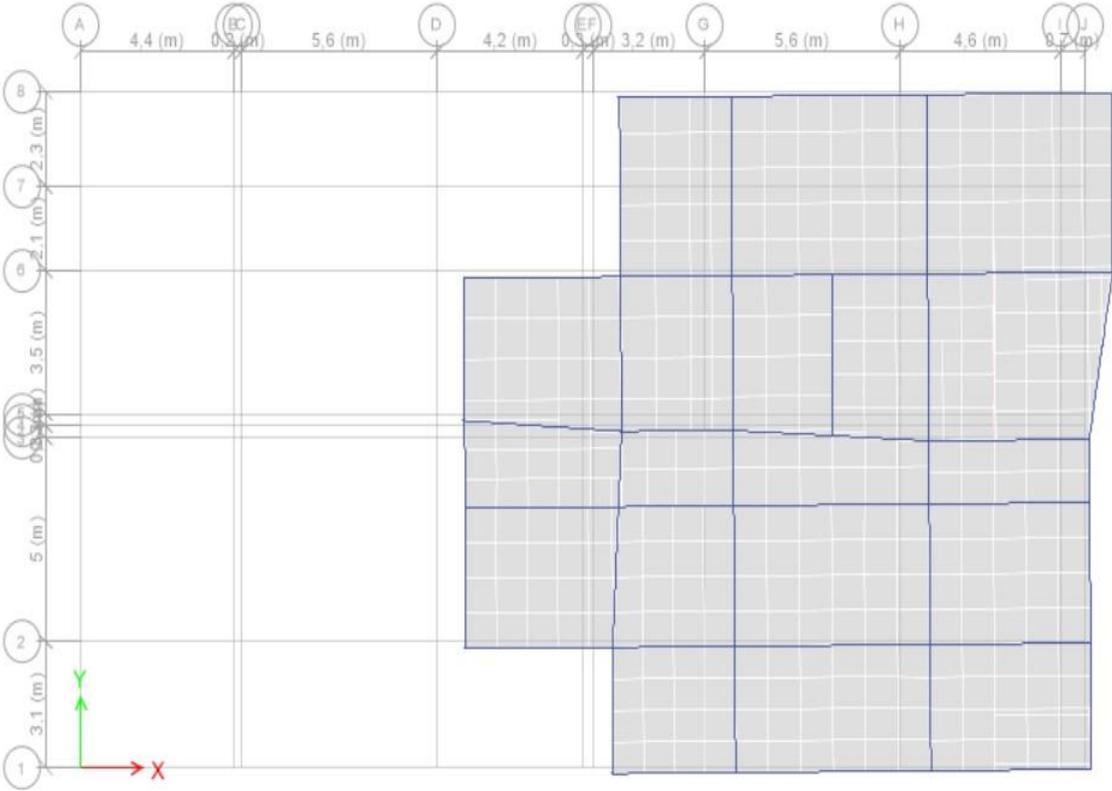


Figure.39. Mode translation l'axe X-X

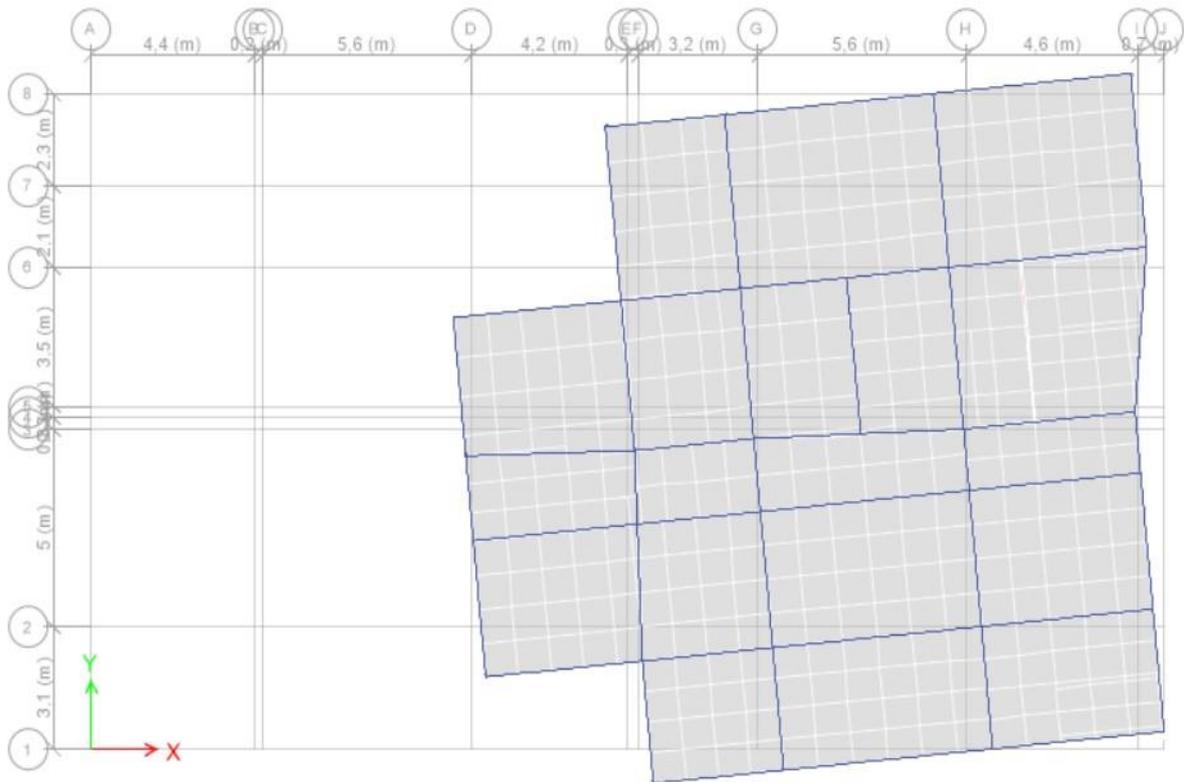


Figure.40. Mode de rotation suivant l'axe Z-Z.

IV.4.1 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.4.1.1 Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales : (ELS)**

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 60. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Obs
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	

RDC	49908,9778	11069,8502	81.85	18.15	Vérifiée
------------	------------	------------	-------	-------	----------

❖ **Sous charges horizontales**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 61. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	P (kn)	V (kn)	P (kn)	V (kn)	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
N1	1060,0323	1009,9478	327,4123	324,5934	51,2	48,79	50,21	49,78
N2	1234,9433	981,8197	278,8067	317,1566	56	44	47	53
N3	858,6713	1005,9282	260,5354	324,5942	46	54	45	55
N4	613,5094	739,0428	184,9682	230,2619	45	55	45	55
N5	511,8315	595,4942	171,7123	190,1596	46	54	47	53
N6	528,4469	568,0532	192,5613	192,7582	48	52	50	50
N7	595,0207	613,0892	225,7289	220,5759	49	51	51	49
N8	660,8	685,6381	265,9323	264,7821	49	51	50	50
N9	670,0789	714,7849	284,7894	299,7921	48	52	49	51
N10	576,1977	597,7414	220,7727	241,0665	49	51	48	52

N11	569,8295	542,7318	160,7028	177,5073	51	49	48	52
N12	604,4955	549,4386	114,9689	125,8775	52	48	48	52
N13	678,1779	616,8296	107,7187	109,1108	52	48	50	50
N14	97,8775	81,9677	98,5789	85,9029	53,316	46,684	52,538	47,462
N15	85,7036	85,7036	89,054	89,054	51,114	48,886	50,901	49,099

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.4.2 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0,30. \text{ Tel que :}$$

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

B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

Tableau 62. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	$v < 0.3$	Observation
N1	0.49	4304,6539	0,2928	vérifiée
N2	0.455	4051,5786	0,2970	vérifiée
N3	0.4225	3656,367	0,28476515	vérifiée
N4	0.36	3250,5068	0,2990	vérifiée
N5	0.3025	2720,6299	0,2997	vérifiée

N6	0.25	2220,5065	0,2960	vérifiée
N7	0.2025	1803,7352	0,2969	vérifiée
N8	0.2025	1742,9184	0,2869	vérifiée
N9	0.16	1413,7844	0,2945	vérifiée
N10	0.16	1278,7171	0,2663	vérifiée
N11	0.1225	1037,939	0,2824	vérifiée
N12	0.1225	825,1231	0,2245	vérifiée
N13	0.105	641,8152	0,2037	vérifiée
N14	0.105	500,8313	0,1589	vérifiée
N15	0.9	369,5382	0,0136	vérifiée

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003) (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V . Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport

$$: r = \frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}}$$

Tableau 63. Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dynamique}$	$0,8 \times V_{statique}$	Observation
X-X	2608,7022	2296.12	vérifiée
Y-Y	2085,4511	2113.1	vérifiée

IV.4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage. **RPA99/2003 (Art 5.10)**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$ formule (4-9)

Tel que :

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (art4.4.3)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau 64. Vérification des déplacements pour le sens x-x'

Niveaux	Sens XX					
	HK (m)	δ_{ek} (m)	Δk (m)	δk (m)	$\delta k-1$ (m)	$\Delta k / hk$ (%)
RDC 1	3850	3,102	15,51	15,51	0	0,42
RDC 2	3150	6,986	34,945	19,435	15,51	0,61
Mezz,	3150	11,69	58,45	23,505	34,945	0,74
1 ^{er} étage	3150	16,798	83,99	25,54	58,45	0,81
2 ^{ème} étage	3150	22,148	110,74	26,75	83,99	0,84
3 ^{ème} étage	3150	27,705	138,525	27,785	110,74	0,82
4 ^{ème} étage	3150	33,086	165,43	26,905	138,525	0,85
5 ^{ème} étage	3150	38,668	193,34	27,91	165,43	0,86
6 ^{ème} étage	3150	44,05	220,25	26,91	193,34	0,99
7 ^{ème} étage	3150	49,617	248,085	27,835	220,25	0,83
8 ^{ème} étage	3150	54,997	274,985	26,9	248,085	0,85
9 ^{ème} étage	3150	60,122	300,61	25,625	274,985	0,81
10 ^{ème} étage	3150	65,604	328,02	27,41	300,61	0,87
11 ^{ème} étage	3150	70,387	351,935	23,915	328,02	0,75
12 ^{ème} étage	3150	75,054	375,27	23,335	351,935	0,74

Tableau 65. Vérification des déplacements pour le sens y-y'.

Niveaux	Sens YY					
	HK(m)	δ_{ek} (m)	Δk (m)	δk (m)	$\delta k-1$ (m)	$\Delta k / hk$ (%)
RDC 1	3850	1,296	6,48	6,48	0	0,16

RDC 2	3150	2,962	14,81	8,33	6,48	0,26
Mezz,	3150	5,041	25,205	10,395	14,81	0,33
1^{er} étage	3150	7,405	37,025	11,82	25,205	0,37
2^{ème} étage	3150	9,88	49,4	12,375	37,025	0,39
3^{ème} étage	3150	12,513	62,565	13,165	49,4	0,41
4^{ème} étage	3150	15,364	76,82	14,255	62,565	0,45
5^{ème} étage	3150	18,217	91,085	14,265	76,82	0,45
6^{ème} étage	3150	23,75	118,75	27,665	91,085	0,87
7^{ème} étage	3150	29,261	146,305	27,555	118,75	0,87
8^{ème} étage	3150	33,639	168,195	21,96	146,305	0,69
9^{ème} étage	3150	36,653	183,265	15,07	168,195	0,47
10^{ème} étage	3150	39,743	198,715	15,45	183,265	0,49
11^{ème} étage	3150	42,848	214,24	15,525	198,715	0,49
12^{ème} étage	3150	44,043	220,215	5,975	214,24	0,18

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta

Selon **RPA99/2003 (art5.9)**, Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

P_k : Poids total 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": $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau 66. Vérification à L'effet P- Δ (x-x)

Niveau	P_k (kN)	V_x (kN)	Δ_k (m)	h_k (m)	θ_k	observation
RDC 1	52533,3153	2751,9743	0,01551	3.85	0,076902685	Vérifiée
RDC 2	46252,7038	2673,4155	0,019435	3.15	0,099666195	Vérifiée
Mezz,	39983,9884	2539,1122	0,023505	3.15	0,098757933	Vérifiée
1 ^{er} étage	35606,9706	2406,1818	0,02554	3.15	0,099822290	Vérifiée
2 ^{ème} étage	31532,8592	2268,5294	0,02675	3.15	0,098804080	Vérifiée
3 ^{ème} étage	27620,0077	2118,0512	0,027785	3.15	0,094502366	Vérifiée
4 ^{ème} étage	23812,3778	1953,7376	0,026905	3.15	0,084101976	Vérifiée
5 ^{ème} étage	20132,8037	1786,772	0,02791	3.15	0,099835364	Vérifiée
6 ^{ème} étage	16607,1868	1615,5874	0,02691	3.15	0,08781501	Vérifiée
7 ^{ème} étage	14169,0575	1483,9517	0,027835	3.15	0,084372685	Vérifiée
8 ^{ème} étage	11782,1438	1333,4064	0,0269	3.15	0,075457691	Vérifiée
9 ^{ème} étage	9386,0076	1162,3274	0,025625	3.15	0,065690981	Vérifiée
10 ^{ème} étage	6992,4535	961,9283	0,02741	3.15	0,063253617	Vérifiée
11 ^{ème} étage	4614,5065	717,417	0,023915	3.15	0,048833003	Vérifiée
12 ^{ème} étage	2288,1029	401,4973	0,023335	3.15	0,042217273	Vérifiée

Tableau 67. Vérification à L'effet P- Δ (Y-Y)

Niveau	P_k (kN)	V_y (kN)	Δ_k (m)	h_k (m)	θ_k	observation
RDC 1	52533,3153	2078,9594	0,00648	3.85	0,042530754	Vérifiée
RDC 2	46252,7038	2026,6555	0,00833	3.15	0,060351996	Vérifiée
Mezz,	39983,9884	1926,8072	0,010395	3.15	0,068479691	Vérifiée
1 ^{er} étage	35606,9706	1816,6796	0,01182	3.15	0,073546771	Vérifiée
2 ^{ème} étage	31532,8592	1703,8585	0,012375	3.15	0,072705034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	27620,0077	1593,4021	0,013165	3.15	0,072445051	Vérifiée

4ème étage	23812,3778	1480,5022	0,014255	3.15	0,072786423	Vérifiée
5ème étage	20132,8037	1365,7353	0,014265	3.15	0,066757328	Vérifiée
6ème étage	16607,1868	1252,3656	0,027665	3.15	0,096462219	Vérifiée
7ème étage	14169,0575	1156,4001	0,027555	3.15	0,097182209	Vérifiée
8ème étage	11782,1438	1054,9922	0,02196	3.15	0,077608677	Vérifiée
9ème étage	9386,0076	938,333	0,01507	3.15	0,047854922	Vérifiée
10ème étage	6992,4535	788,2269	0,01545	3.15	0,043510719	Vérifiée
11ème étage	4614,5065	586,8297	0,015525	3.15	0,038755579	Vérifiée
12ème étage	2288,1029	321,6968	0,005975	3.15	0,013491374	Vérifiée

Conclusion

Nous avons examiné plusieurs configurations pour répondre aux normes du RPA99/Version 2003, en prenant en considération les contraintes architecturales qui ont compliqué le positionnement des voiles. Face à ces défis, nous avons entrepris un processus de redimensionnement des éléments structuraux pour garantir à la fois la conformité réglementaire et l'esthétique globale du bâtiment. Ce travail approfondi nous a permis de trouver des solutions viables qui répondent à toutes les exigences tout en préservant l'intégrité architecturale du projet.

➤ **Dimensions finales des différents éléments**

- **Les voiles :** e= 20 cm pour sous-sol RDC 1 & 2 et mezzanine

e= 15 cm pour le reste des niveaux

Lvx1= 1.5 m ; Lvx2= 2 m ; Lvy1= 1.5m Lvy2 = 4.1 m ; Lvy3 = 3m ; Lvy4= 2m

- **Les poutres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales } (40 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires } (40 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres brisée } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres de chaînage } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Les poteaux :**

Sous-sol	(70×70) cm ²
RDC 1	(70×65) cm ²
RDC 2	(65×65) cm ²
Mezzanine	(60×60) cm ²
1 ^{er} étage	(55×55) cm ²
2 ^{eme} étage	(50×50) cm ²
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	(45×45) cm ²
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	(40×40) cm ²
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	(35×35) cm ²
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étages	(35×30) cm ²
11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	(30×30) cm

- **Propriétés des matériaux :**

Résistance à la compression du béton C30/37.

Module d'élasticité du béton 33000 MPa.

Chapitre V

calcul des éléments principaux

V.1 Etude des poutres

Introduction

Les poutres sont soumises à une flexion simple due à un moment de flexion et une force tranchante. Le moment de flexion détermine les dimensions des armatures longitudinales, tandis que la force tranchante influence le dimensionnement des armatures transversales.

Il y a deux types de poutres à distinguer : les poutres principales, qui supportent les poutrelles, et les poutres secondaires, qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **CBA93**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & ELU \\ G + Q & ELS \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases} \quad \textit{Accidentelles}$$

V.1.1 Ferrailage

V.1.1.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.1.1.2 Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.2 Recommandation de CBA93

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.1.3 Calcul du ferrailage

V.1.3.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS2016

➤ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) cm² la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_t = 139,6078 \text{ KN.m} \dots (0,8G + \text{EX Max}) \\ M_a = -184,2606 \text{ KN.m} \dots (G + Q + \text{EX Min}) \end{cases}$

- **Armatures en travée:** Poutre B48 du 8ème étage

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{139,6078 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 22,17} = 0,153 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,208$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,339\text{m} \Rightarrow A_{cal} = 10,02\text{cm}^2$$

- **Armatures en appuis:** Poutre B48 d'un niveau d'habitation

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{184,2606 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 22,17} = 0,202 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0,202 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,166$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,327\text{m} \Rightarrow A_{cal} = 14,08 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,53\text{cm}^2 < A^{opté} \dots \dots \dots \text{contion vérifiée.}$$

- a) **Armatures longitudinales minimal :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 50) = 6 \text{ cm}^2$$

- b) **Armatures maximales :** Selon RPA V2003

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Zone de recouvrement})$$

- **Choix des barres**

$$\text{En travée : } A^{opté} = 5HA16 = 10,05\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A^{opté} = 3HA16 (Fil) + 3HA20(CHAP) = 15,45\text{cm}^2$$

- c) **Armatures transversales**

- **Calcul de ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,6 \right)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- L'espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \text{ avec:}$$

$$S_t = \min (0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 86\text{cm}$$

Selon le **RPA99/version 2003(Art 7.5.2.2)**

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{1\text{min}})$

Poutres principales : $S_t \leq \min(12.5 ; 16.8) \Rightarrow$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq 25 \Rightarrow$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

Selon le RPA : $A_t^{\text{min}} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t^{\text{RPA}} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On choisit 1 cadre HA8 et 1 étrier HA8

- **Calcul des longueurs de recouvrements**

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.....RPA99

Pour : $\phi = 14 \text{ cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

Pour : $\phi = 14 \text{ cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau 68. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Niveaux (Commerce)	Poutre principale	30×40	Travée	134,53	9.88	6	10.05	5HA16
			Appuis	194,97	3.75		6.79	3HA12(fil) +3HA14
	Poutre secondaire	30×40	Travée	130.98	9.59	6	10.65	3HA14+3HA16
			Appuis	114.62	8.30		9.45	3HA12+3HA16
	Poutre principale	30×40	Travée	139,6	10.02	6	10.05	5HA16
			Appuis	184.26	14.08		15.45	3HA16+3HA20

1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10, 11, 12 ^{ème} étage (Habitation)	Poutre secondaire	30×40	Travée	134.43	9.87	6	10.65	3HA14+3H A16
			Appuis	124.84	9.11		9.42	3HA12+3H A16
Terrasse Inaccessible	Poutre principale	30×40	Travée	87.26	7.26	6	8.29	2HA20+HA 16
			Appuis	227.766	5.96		6.79	3HA12(fil) +3HA12
	Poutre secondaire	30×40	Travée	57.26	3.99	6	6.79	3HA12+3H A12
			Appuis	86,61	6.16		8.01	3HA14+ 3HA12

V.1.3.2 Contrainte tangentielle maximale

- Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible $\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 69. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Niveaux (Commerce)	principales	309.85	2.79	5	Vérifiée
	secondaires	211.97	1.9	5	Vérifiée
1,2,3,4,5,6,7,8,9,10, 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage (Habitation)	principales	221.42	1.99	5	Vérifiée
	secondaires	169.44	1.52	5	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	principales	553.94	4.99	5	Vérifiée
	secondaires	96.58	0.87	5	Vérifiée

V.1.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- Appuis de rives.

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$$

- Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$$

$\gamma_s = 1 ; f_e = 400MPa$

BAEL91 (Art H.IV.2)

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 70. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Niveaux	Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Niveaux (Commerce)	Principales	6.79	309.85	194.97	7.74	-6.89	N.Vérifiée
	Secondaires	9.45	211.97	114.62	5.29	-3.30	Vérifiée
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10,11ème, 12 ^{ème} étage (Habitation)	Principales	15.45	221.42	184.26	5.53	-8.29	Vérifiée
	Secondaires	9.42	169.44	124.84	4.23	-8.48	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Principales	6.79	553.94	227.766	13.84	-3.25	N.Vérifiée
	Secondaires	8.01	96.58	86.61	2.41	-4.08	Vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée pour les poutres principales des niveaux de commerce et de la terrasse inaccessible on doit donc augmenter la section d'acier.

Donc on a adopté un autre choix

$$3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$3HA14 + 3HA20 = 14.04 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Obs
Niveaux (Commerce)	Principale	8.01	309.85	194.97	7.74	-6.89	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Principale	14.04	553.94	227.76	13.84	-3.25	Vérifiée

V.1.3.4 Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 71. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Niveaux	Types	Local	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} MPa	Obs
Niveaux (Commerce)	PP	Appuis	-94,5294	90941.28	13.67	14.2	18	vérifiée
		Travées	64,2395	106707.29	14.9	8.97	18	vérifiée
	PS	Appuis	-114,626	102244.99	14.56	16.32	18	vérifiée
		Travées	130,9827	111037.23	15.22	17.95	18	vérifiée
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10, 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage (Habitation)	PP	Appuis	-77,4425	141709.32	17.40	9.50	18	vérifiée
		Travées	50,9363	106707.29	14.9	7.11	18	vérifiée
	PS	Appuis	-124,848	102018.92	14.51	17.75	18	vérifiée
		Travées	131,20	111037.23	15.22	17.98	18	vérifiée
Terrasse Inaccessible	PP	Appuis	-106,357	133349.00	16.82	13.41	18	vérifiée
		Travée	63,6747	93209.37	13.85	9.46	18	vérifiée
	PS	Appuis	-47,999	90941.28	13.67	7.21	18	vérifiée

	Travée	38,6495	80618.85	12.81	6.14	18	vérifiée
--	--------	---------	----------	-------	------	----	----------

V.1.4.4. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau 72 Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	b cm	L cm	A _s cm ²	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	580	10.05	0.068	0.012	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	440	10.65	0.090	0.023	0.0058	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 73. Schémas de ferrailage des poutres principales

NIVEAUX	EN TRAVEE	EN APPUIS
Niveau Commercial		

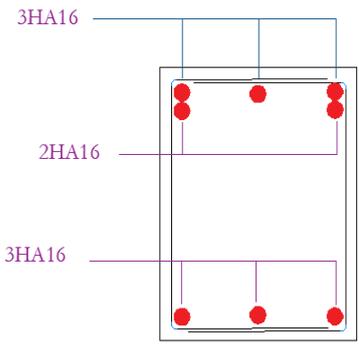
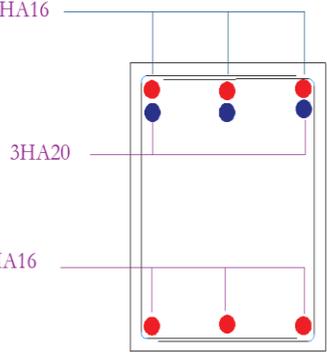
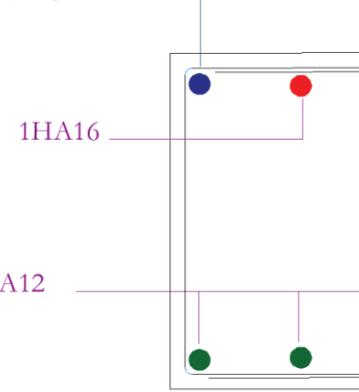
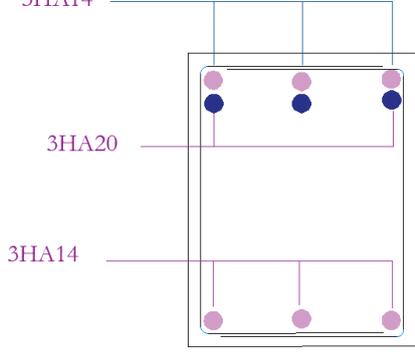
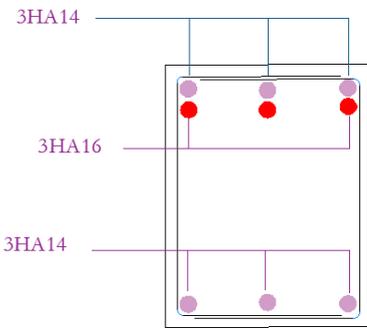
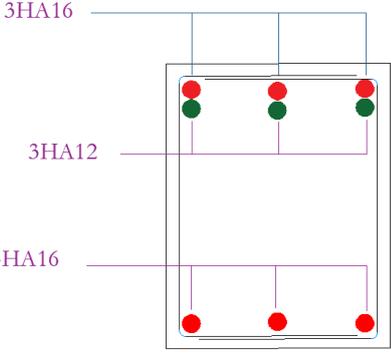
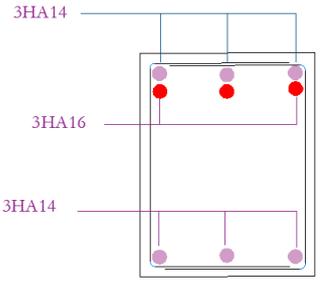
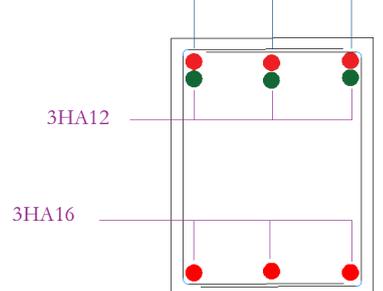
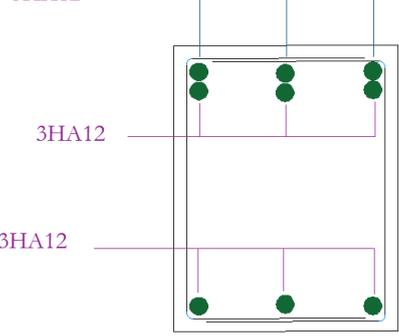
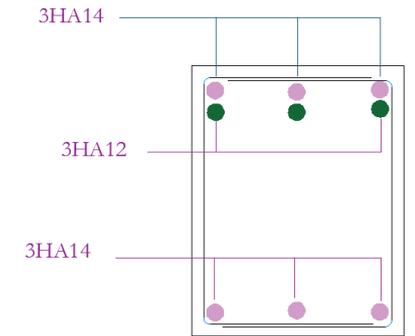
<p>1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10,11^{ème}, 12^{ème} étage (Habitation)</p>		
<p>Terrasse Inaccessible</p>		

Tableau 74. Schémas de ferrailage des poutres secondaires

NIVEAUX	EN TRAVEE	EN APPUIS
<p>Niveau Commercial</p>		

<p>1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11^{ème}, 12^{ème} étage (Habitation)</p>		
<p>Terrasse Inaccessible</p>		

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composées en considérant les combinaisons d'action suivant :

Les combinaisons fondamentales

1.35G + 1.5Q.....ELU

G + Q.....ELS

Les combinaisons accidentelles :

G + Q ± E

0.8G ± E

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1 Les armatures longitudinales

D’après le RPA99/2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton.
- $A_{max} = 4 \%$ de la section du poteau en zone courante.
- $A_{max} = 6 \%$ de la section du poteau en zone de recouvrement
- $\varnothing_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale des recouvrements (L_{min}) est de $40\varnothing$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

b_1 et h_1 : la section du poteau considéré

h_e : la hauteur de l’étage

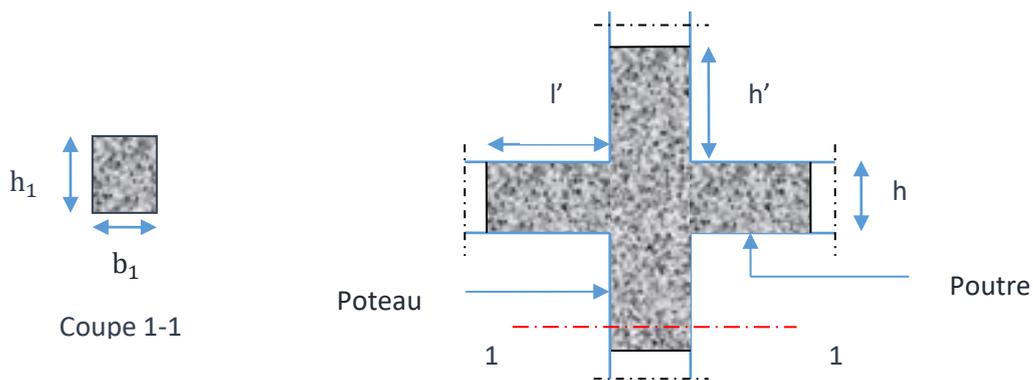


Figure.41. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 75. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol	70×70	39.2	196	294
RDC	70×65	36.4	182	273
E1	65×65	33.8	169	253.5
E2	60×60	28.8	144	216
E3	55×55	24.2	121	181.5
E4	50×50	20	100	150
E5et E6	45×45	16.2	81	121.5
E7et E8	40×40	12.8	64	96
E9 et E10	35×35	9.8	49	73.5
E11 et E12	30×35	8.4	42	63

V.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V^{max} : L’effort tranchant maximal dans le poteau.

h₁: Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

En zone nodale : t ≤ min (10 ϕ₁^{min}, 15 cm) zone IIa

En zone courante : t ≤ 15 ϕ₁^{min} zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\% (h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si 3 < λ_g ≤ 5 : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

V.2.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 76. Les sollicitations dans les différents poteaux.

Niveau	Section	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V (KN)
		N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
Sous sol	70×70	3944.80	30.17	293.77	533.996	12.73	82.99	299.19
RDC	70×65	3490.33	75.52	278.12	799.51	25.033	20.97	144.71
E1	65×65	3086.53	68.47	162.26	754.01	15.80	71.044	179.91
E2	60×60	2768.18	52.40	164.18	661.40	2.70	67.78	314.17
E3	55×55	2416.44	38.023	138.82	1164.07	74.94	37.52	270.56
E4	50×50	2164.45	37.72	127.73	595.61	35.27	32.04	221.50
E5et E6	45×45	1921.29	31.35	133.65	878.40	9.72	42.69	174.49
E7et E8	40×40	1467.95	25.72	115.145	403.36	19.83	20.96	123.09
E9 et E10	35×35	1084.71	30.07	90.53	289.50	3.75	21.69	83.015
E11 et E12	30×35	725.76	35.19	80.62	336.04	31.56	15.40	53.75
E13 et E14	30×30	385.48	28.04	61.83	116.81	223.07	27.69	47.03

V.2.4 Ferrailage des poteaux

❖ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC avec les sollicitations suivantes :

$$N^{max} = 3944.80KN \rightarrow M^{cor} = 30.17 KN.m \rightarrow (ELU)$$

$$M^{max} = 293.77KN.m \rightarrow N^{cor} = 533.99 KN \rightarrow (ELA)$$

$$N^{min} = 12.73 KN \rightarrow M^{cor} = 82.99KN.m \rightarrow (ELA)$$

Et : $d = 0.67m$; $d' = 0.03 m$

a) Calcul sous N^{max} et M^{cor} :

$$N^{max} = 3944.80KN \text{ (compression)} \rightarrow M^{cor} = 30.17 KN.m$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{30.17}{3944.80} = 0.0076m < \frac{h}{2} = 0.125 m$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu (d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2) = 28.01 + 3733.40 \times (0.72 - 0.75/2) = 1316.033 KN.m$$

$$[3733.40 \times (0.72 - 0.03) - 1316.033] \times 10^{-3} = 1.23 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.75 \times 0.75 \times 17 = 1.76 \text{ MN.m}$$

1.23 < 1.76.....(I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1316.033 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.72^2 \times 17} = 0.241 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = 0.60$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.241 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.35$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.57 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -48.12 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M^{\max} et N^{cor} :

$$M^{\max} = 293.77 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 533.996 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{293.77}{533.99} = 0.55 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.125 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2) = 293.77 + 533.996 \times (0.67 - 0.70/2) = 464.64 \text{ KN.m}$$

$$[533.996 \times (0.67 - 0.03) - 464.64] \times 10^{-3} = 0.13 \text{ MN.m}$$

$$0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03 \times 0.70 \times 0.70 \times 17 = 1.76 \text{ MN.m}$$

0.13 MN.m < 1.76 MN.m(I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{464.64 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.67^2 \times 17} = 0.086 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.11$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.64 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{Ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 13.68 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N^{\min} et M^{cor} :

$$N^{\min} = 12.73 \text{ KN (traction)} \rightarrow M^{\text{cor}} = 82.99 \text{ KN.m} \rightarrow (\text{ELA})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{82.99}{12.73} = 6.51 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.125 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'extérieur de la section.

$$\text{Avec : } M_{uA} = 82.99 + 12.73 \times (0.67 - 0.70/2) = 19,2 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement tendue.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,2 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.67^2 \times 22.17} = 0.0022 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0022 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0027$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.719 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Tableau 77. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{RPA min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	70×70	SPC	13.68	39.2	45.74	12HA20+4HA16
RDC	70×65	SPC	7.8	36.4	36,7	4HA20+12HA16
E1	65×65	SPC	4.2	33.8	36,7	4HA20+12HA16
E2	60×60	SPC	8.39	28.8	30,29	12HA16+4HA14
E3	55×55	SPC	6.66	24.2	26,51	12HA14+4HA16
E4	50×50	SPC	3.47	20	22,99	12HA14+4HA12
E5 et E6	45×45	SPC	6.14	16.2	18,10	16HA12
E7 et E8	40×40	SPC	4.9	12.8	13,57	12HA12
E9 et E10	35×35	SPC	5.15	9.8	13,57	12HA12
E11 et E12	30×35	SPC	5.8	8.4	13,57	12HA12
E13 et E14	30×30	SPC	4.53	7.2	13,57	12HA12

V.2.5 Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents

Poteaux des différents niveaux.

Tableau 78. Ferrailage transversal des poteaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{\min} cm	Vd (KN)	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	Barres
Sous-sol	1.6	299.19	10	10	0.38	5.81	6.28	8HA10
RDC	1.6	144.71	10	10	0.61	5.6	6.28	8HA10
E1	1.6	179.91	10	10	0.98	5.2	6.28	8HA10
E2	1.4	314.17	10	10	0.56	4.68	4.71	6HA10
E3	1.4	270.56	10	10	0.52	3.90	4.71	6HA10
E4	1.4	221.50	10	10	0.50	3.62	3.02	6HA8
E5 et E6	1.4	174.49	10	10	0.48	2.28	3.02	6HA8
E7 et E8	1.2	123.09	10	10	0.40	1.56	3.02	6HA8
E9 et E10	1.2	83.015	10	10	0,38	1.2	3.02	6HA8
E11 et E12	1.2	53.75	10	10	0,32	1.2	3.02	6HA8
E13 et E14	1.2	47.03	10	10	0,28	1.05	3.02	6HA8

V.2.6 Vérifications

V.2.6.1 Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Article 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être analysés en termes de stabilité de forme à l'état limite ultime.

L'effort normal ultime est défini comme la charge axiale maximale qu'un poteau peut supporter sans risque de flambement.

$$N_d \leq N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_{s \times} f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / D \quad \text{pour les sections circulaires.}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad l_0 \text{ longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 4304.65 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.695 \quad \lambda = 13.32 \leq 50 \quad \alpha = 0.826$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.53 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.826 \left[\frac{0.46 \times 30}{0.9 \times 1.15} + \frac{45.74 \times 400}{1} \right] = 13152.31 \text{ KN}$$

$$N_d = 4.3 \text{ MN} < 13.15 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{ pas de risque de flambement}$$

Tableau 79. Vérification au flambement des différents poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs
Sous-sol	70×70	3.6	2.695	13.32	0.826	45.74	0.46	13.15	4.30	Vérifiées
RDC	70×65	3.45	2.205	11.73	0.831	36,7	0.42	10.61	4.05	
E1	65×65	2.75	2.205	11.73	0.831	36,7	0.39	10.61	3.65	
E2	60×60	2.75	2.205	12.71	0.828	30,29	0.33	8.72	3.25	
E3	55×55	2.75	2.205	13.87	0.824	26,51	0.28	7.60	2.72	
E4	50×50	2.75	2.205	15.25	0.818	22,99	0.23	6.54	2.22	
E5 et E6	45×45	2.75	2.205	16.95	0.811	18,10	0.18	5.10	1.80	
E7 et E8	40×40	2.75	2.205	19.07	0.802	13,57	0.14	3.78	1.41	
E9 et E10	35×35	2.75	2.205	21.79	0.788	13,57	0.10	3.72	1.03	
E11 et E12	30×35	2.75	2.205	25.43	0.768	13,57	0.09	3.62	0.64	
E13 et E14	30×30	2.75	2.205	25.43	0.768	13,57	0.07	3.62	0.36	

V.2.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 80. Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	70×70	2.695	3.4	0.04	67	299.19	0.63	1.2	Vérifiées
RDC	70×65	2.205	2.46	0.04	62	144.71	0.35	1.2	
E1	65×65	2.205	2.65	0.04	62	179.91	0.44	1.2	
E2	60×60	2.205	2.84	0.04	57	314.17	0.796	1.2	
E3	55×55	2.205	2.90	0.04	52	270.56	0.894	1.2	
E4	50×50	2.205	3.05	0.04	47	221.50	0.94	1.2	
E5 et E6	45×45	2.205	3.18	0.04	42	174.49	0.92	1.2	
E7 et E8	40×40	2.205	3.28	0.04	37	123.09	0.83	1.2	
E9 et E10	35×35	2.205	3.85	0.04	32	83.015	0.74	1.2	
E11 et E12	30×35	2.205	4.36	0.04	29	53.75	0.61	1.2	
E13 et E14	30×30	2.205	4.74	0.04	29	47.03	0.54	1.2	

V.2.6.3 Vérification des contraintes

Comme la fissuration n'est que légèrement préjudiciable, nous nous concentrons uniquement sur la vérification de la contrainte de compression dans le béton. Cette vérification s'applique au poteau le plus sollicité à chaque niveau où il y a une réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

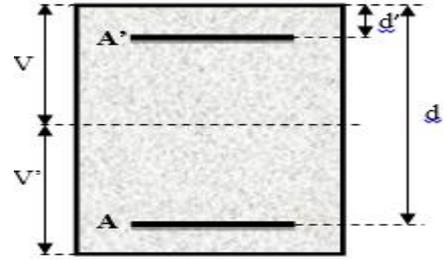
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 81. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	E1	E2	E3	E4	E5 et E6	E7 et E8	E9 et E10	E11 E12	E13 E14
Sections	70×70	70×65	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×35	30×30
d (cm)	67	67	62	57	52	47	42	37	32	32	27
A (cm²)	45.74	36.7	36.7	30.29	26.51	22.99	18.10	13.57	13.57	13.57	13.57
V (cm)	38.93	38.45	35.90	33.02	30.34	27.66	24.80	21.91	19.56	17.76	17.21
V' (cm)	31.07	31.55	29.11	26.98	24.66	22.34	20.2	18.09	15.44	17.24	12.79
I_{yy} (m⁴)	0.026	0.034	0.019	0.014	0.0097	0.0066	0.0043	0.0026	0.0016	0.0014	0.0012
N_{ser} (MN)	2.854	2.522	2.220	2.010	1.750	1.572	1.396	1.066	0.788	0.527	0.280
M_{ser} (M/N.m)	0.217	0.078	0.076	0.064	0.048	0.052	0.062	0.067	0.051	0.043	0.040
M_{serG} (MN.m)	0.32	0.16	0.15	0.12	0.097	0.093	0.094	0.087	0.067	0.044	0.046
σ_{bc1} (MPa)	4.79	1.80	2.83	2.83	3.75	3.89	5.42	7.33	8.19	5.58	6.59
σ_{bc2} (MPa)	3.82	1.48	2.29	2.31	2.46	3.14	4.41	6.05	6.46	5.41	4.90
σ_{bc} (MPa)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Observation	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.2.6.4 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

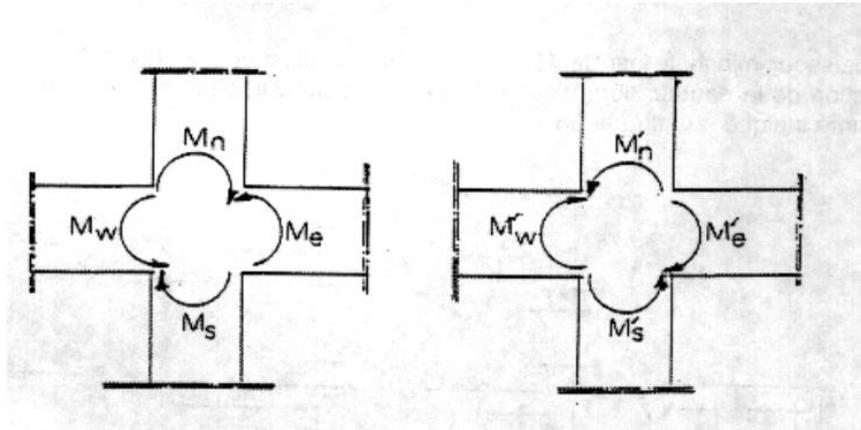


Figure.42.Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 82. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol	(70× 70)	63,00	15,58	392,62
N1	(70× 65)	63,00	25,76	649,15
N2	(65× 65)	58,50	22,36	523,22
N3	(60× 60)	54,00	20,76	448,42
N4	(55× 55)	49,50	17,75	351,45
N5	(50× 50)	45,00	15,46	278,28
N6	(45× 45)	40,50	12,94	209,63
N7	(45× 45)	40,50	11,3	183,06

N8	(40×40)	36,00	10,17	146,45
N9	(40×40)	36,00	9,08	130,75
N10	(35×35)	31,50	9,08	114,41
N11	(35×35)	31,50	9,08	114,41
N12	(30×35)	31,50	9,08	114,41
N13	(30×35)	31,50	9,08	114,41
N14	(30×30)	27,00	9,08	98,06
N15	(30×30)	27,00	9,08	98,06

b) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau 83. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous-sol	785,23	392,62	1177,85	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N1	523,22	649,15	1172,38	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N2	448,42	523,22	971,64	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N3	351,45	448,42	799,87	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N4	278,28	351,45	629,73	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N5	209,63	278,28	487,91	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N6	183,06	209,63	392,69	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N7	146,45	183,06	329,51	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N8	130,75	146,45	277,20	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N9	114,41	130,75	245,16	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N10	114,41	114,41	228,82	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N11	114,41	114,41	228,82	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N12	114,41	114,41	228,82	222,48	144,72	459,00	Non Vérifiée
N13	98,06	114,41	212,47	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée

N14	98,06	98,06	196,13	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N15	0,00	98,06	98,06	202,18	119,38	401,94	Non vérifiée

Tableau 84. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous-sol	785,23	392,62	1177,85	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N1	523,22	649,15	1172,38	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N2	448,42	523,22	971,64	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N3	351,45	448,42	799,87	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N4	278,28	351,45	629,73	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N5	209,63	278,28	487,91	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N6	183,06	209,63	392,69	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N7	146,45	183,06	329,51	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N8	130,75	146,45	277,20	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N9	114,41	130,75	245,16	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N10	114,41	114,41	228,82	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N11	114,41	114,41	228,82	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N12	114,41	114,41	228,82	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N13	98,06	114,41	212,47	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N14	98,06	98,06	196,13	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N15	0,00	98,06	98,06	115,34	97,78	266,40	Non vérifiée

Remarque :

Il a été observé que la condition requise par le Règlement parasismique Algérien (RPA) n'est pas respectée du N7 jusqu'à la terrasse inaccessible. Par conséquent, une augmentation de la section des armatures et du béton est recommandée dans les poteaux du 5ème étage jusqu'à terrasse inaccessible. Pour les deux derniers niveaux, la vérification est facultative selon le RPA, ce qui permet de tolérer la non-vérification de cette condition. Les résultats détaillés sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 85. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	(70× 70)	45.74	12HA20+4HA16

N1	(70× 65)	45.74	12HA20+4HA16
N2	(65× 65)	36.7	4HA20+12HA16
N3	(60× 60)	30.29	12HA16+4HA14
N4	(55× 55)	26.51	12HA14+4HA16
N5	(50×50)	26.51	12HA14+4HA16
N6+N7	(45×45)	26.51	12HA14+4HA16
N8+N9	(40×40)	26.51	12HA14+4HA16
N10+N11	(35×35)	26.51	12HA14+4HA16
N12+N13	(30×35)	26.51	12HA14+4HA16
N13+N14	(30×30)	22.99	12HA14+4HA12

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont présentées dans les tableaux suivant :

Tableau 86. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous-sol	734,83	393,66	1128,49	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N1	226,26	734,83	961,09	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N2	576,11	629,23	1205,33	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N3	576,11	576,11	1152,22	115,34	144,72	325,08	vérifiée
N4	472,82	576,11	1048,93	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N5	413,86	472,82	886,68	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N6	393,55	413,86	807,41	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N7	342,14	393,55	735,70	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N8	342,14	342,14	684,29	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N9	342,14	342,14	684,29	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N10	311,04	342,14	653,18	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N11	311,04	311,04	622,08	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N12	279,94	311,04	590,98	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N13	229,39	279,94	509,33	222,48	144,72	459,00	vérifiée
N14	226,26	229,39	505,65	222,48	144,72	459,00	Non vérifiée
N15	0,00	226,26	226,26	202,18	119,38	401,94	Non vérifiée

Tableau 87. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous-sol	734,83	393,66	1128,49	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N1	169,56	734,83	904,39	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N2	576,11	629,23	1205,33	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N3	576,11	576,11	1152,22	136,08	153,36	361,80	vérifiée
N4	472,82	576,11	1048,93	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N5	413,86	472,82	886,68	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N6	393,55	413,86	807,41	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N7	342,14	393,55	735,70	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N8	342,14	342,14	684,29	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N9	342,14	342,14	684,29	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N10	311,04	342,14	653,18	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N11	311,04	311,04	622,08	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N12	279,94	311,04	590,98	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N13	229,39	279,94	509,33	135,65	153,36	361,26	vérifiée
N14	226,26	229,39	505,65	135,65	153,36	361,26	Non vérifiée
N15	0,00	226,26	226,26	115,34	97,78	266,40	Non vérifiée

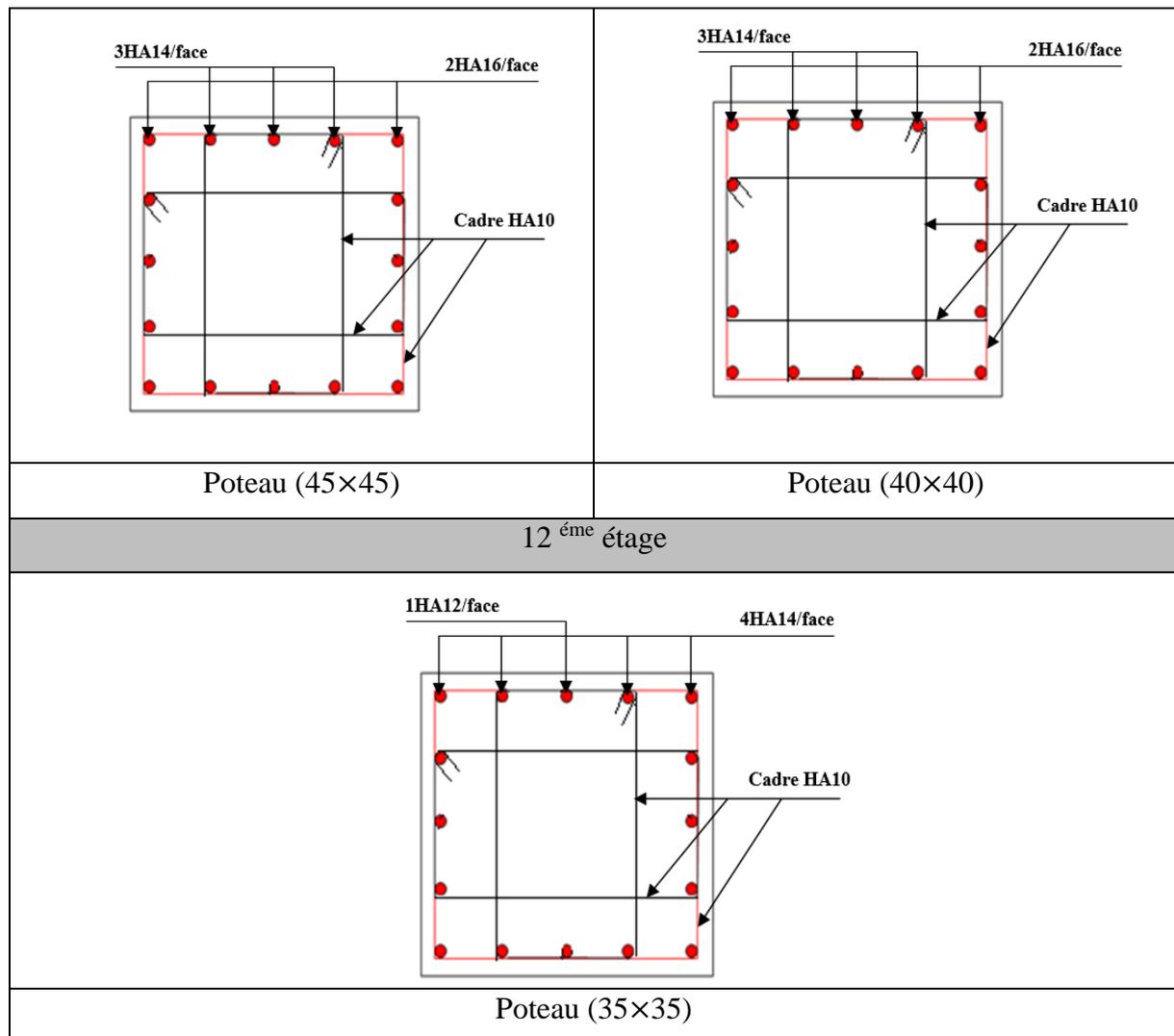
Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée, ce qui justifie la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau 88. Schémas de ferrailage des poteaux.

Sous-sol	RDC1
----------	------

<p>Poteau (70× 70)</p>	<p>Poteau (65× 70)</p>
<p>3^{ème} et 4^{ème}</p>	
<p>Poteau (60× 65)</p>	<p>Poteau (60× 60)</p>
<p>5^{ème} étage</p>	<p>6^{ème} ,7^{ème} et 8^{ème} étage</p>
<p>Poteau (55× 55)</p>	<p>Poteau (50× 50)</p>
<p>9^{ème} et 10^{ème} étage</p>	<p>11^{ème} étage</p>



V.3 Étude des voiles

Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) stipule que des voiles de contreventement doivent être installés pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur dans la zone IIa. Ces voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, et leur résistance est évaluée en fonction des charges de vent et des forces sismiques prévues dans cette zone, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q+E$
- 3). $0.8G+E$

V.3.1 Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

➤ **Aciers verticaux : [7.7.4.1]**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ **Aciers horizontaux : [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 89. Sollicitations maximales dans le voile

Niveau	voile	<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		V_d(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, 1,2,3	V_{x1}	456.82	57.31	295.19	54.4	1790	49.34	189.79
4,5,6	V_{x1}	19.69	19.57	88.36	520.36	1175.8	12.99	39.28
7,8,9	V_{x1}	26.503	31.87	120.11	771.13	949.16	27.67	49.6
10,11,12	V_{x1}	33.52	39.01	119.65	172.36	729.42	25.75	80.69
13,14,15	V_{x1}	205.86	26.17	108.08	720.01	720.01	108.08	205.83

V.3.3 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x1} au sous-sol, 1, 2,3 et les autres seront résumés dans un tableau.

La méthode de calcul qu'on va utiliser dans notre ferrailage est la méthode des contraintes qui est une méthode simplifiée basée sur les contraintes avec supposition des diagrammes linéaires.

D'après le Document technique unifié (RPA art 7.7.4) Cette méthode nous permet de découper les zones tendues et comprimées en bandes et ferrailer chaque bande. La longueur de chaque bande se calcul sous la formule suivante : $d \leq \min (h/2e ; 2/3 L)$

V.3.3.1 Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1.5 m, d = 1.45 m, e = 0.2 m.$

• **1^{ère} combinaison**

$$\left. \begin{aligned} N_{min} &= 54.4 \text{ KN (compression),} \\ M_{cor} &= 295.19 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{(Combinaison } G+Q+E_x).$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.184m < \frac{l}{2} = 0.75m$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

➤ Calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}

$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2}$

$\sigma_{min} = -3.75 \text{ MPa}$

$\sigma_{max} = 4.11 \text{ MPa}$

$L_t = 1.4$

$L_c = 0.1$

Donc la section est partiellement comprimée

Décomposition du voile par bandes

La décomposition des contrainte se fait par bande de longueur « d » qu'on doit dépasser :

$d \leq \min (he/2 ; 2L_c/3) = 0.52m$

$D_1 = D_2 = \frac{L_T}{2} = 0.35m$

$\sigma_1 = \frac{3750 \times 0.35}{0.7} = 1.875 \text{ MPa}$

$$N = \frac{\sigma_m + \sigma_{m+1}}{2} * d * e$$

$$N_1 = 196.87 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1875}{2} \times 0.35 \times 0.2 = 65 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures**

Armatures verticales :

$$A_1 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} = 4.92 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

Pour une section partiellement comprimée :

$$A_{\min} = \max \left(0,005 B ; \frac{0,23B f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tel que : $B = d * e$

$$A_{\min} = \max (3.5 ; 12.07) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 12.07 \text{ cm}^2$$

V.3.3.2 Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On a, à : } \frac{l}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{S_t}{2} = 15 \text{ cm}$$

V.3.3.3 Armature horizontale

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivant :

$$A_H = \frac{\tau u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau = \frac{1.4Vu}{e \times d} = \frac{1.4 \times 189.79}{0.2 \times 1.45} \times 10^{-3}$$

$$\tau = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

$$A_H = 0.8 \text{ cm}^2$$

A_{\min} RPA :

$$A_{H\min} = 0.0015 B = 1.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour des 4HA8 comme choix de barres horizontales

V.3.3.4 Vérifications

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 145 \times 20 \times 2.4 / 400 = 4 \text{ cm}^2$. (A_{\min} dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 70 = 2.8 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 150 = 2.4 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times 80 = 1.6 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

➤ **Donc on ferraille avec**

En zone tendue : $A_v(ZT) = 26.14 \text{ cm}^2$.

On opte pour : 13HA16 = 26.14 cm²

En section globale : $A_v = 52.27 \text{ cm}^2$

On opte pour : 26HA16 = 52.27 cm²

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile

Tableau 90. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, 1,2,3	4,5,6	7,8,9	10,11,12	13,14,15
Section (m²)	0.2 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5
M(KN)	295.19	19.57	31.87	39.01	108.08
N(KN)	54.4	19.69	26.503	33.52	720.01
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	189.79	39.28	49.6	80.69	205.69
τ (MPa)	0.91	0.25	0.31	0.51	1.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	6	6	6	6	6
L_T (m)	0.7	0.6	0.5	0.6	0.7

L_C (m)		0.8	0.9	1	0.9	0.8
D ≤		0.53	0.4	0.33	0.36	0.5
D =		0.35	0.3	0.25	0.3	0.35
σ (MPa)		1.875	0.13	0.16	0.21	6.155
N (KN)	N1	196.87	8.77	9	14.17	484.7
	N2	65	2.9	3	4.725	161.56
A_v^{cal} (cm²)		4.92	0.2	0.25	0.3	11.11
		1.62	0.072	0.075	0.11	4.03
A_v^{min} RPA (cm²)		4.5	3.375	3.375	3.375	3.375
A_v^{min} BAEL		4	3	3	3	3
A_v^{min} Tendu		3.2	1.8	1.5	1.8	2.1
A_v^{min} Comp		1.6	1.35	1.5	1.35	1.2
A_v^{adop} /Face (cm²)		11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
N^{bre} /par face		10H12	10H12	10HA12	10HA12	10HA12
S_t (cm)		15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)		0.94	1.13	0.99	0.825	0.54
A_h^{adop} (cm²)		2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{bre} /par Plan		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)		20	20	20	20	20

Conclusion

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les poutres sont ferrillées en fonction de leurs sollicitations tirées par le logiciel ETABS.V16.
- Le facteur de sécurité passe avant les besoins économiques.
- Les voiles et les poteaux sont ferrillés au minimum règlementaire.

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise, auquel elle transmet les charges de la superstructure. Cette infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions qui lui sont liées pour que cet ensemble puisse accomplir sa mission dans de bonnes conditions, il faut disposer d'un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. Pour cela, on utilise généralement des voiles périphériques dont le rôle est de ceinturer la base du bâtiment. L'étude des fondations (choix du type de fondation, dimensions, ferrailage, ...) dépend des caractéristiques physiques et mécaniques de sol. Aussi, pour le choix, nous devons tenir compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises par la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté...Etc.

Dans ce projet, et compte tenu des conditions spécifiques au choix citées plus haut, nous avons opté pour une fondation superficielle unique qui embrasse toute la surface de la construction, et qu'on appelle « radier général ».

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

VI.1 Choix de type de fondation

Pour le choix du type de fondation approprié, nous devons déterminer la surface totale nécessaire de la semelle afin de la comparer à la surface du bâtiment. Pour ce point, il faut calculer l'effort transmis au sol N_u . Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul ETABS2016

L'effort normal transmis au sol est égal à : $N = 68980,3067\text{KN}$

Détermination de la surface du radier à partir du logiciel SOCOTEC : $S_{\text{bat}} = 471\text{m}^2$

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que :

Selon ETABS2016 l'effort : $N_{\text{bat}} = 68980,3067\text{KN}$

Selon le rapport du sol la contrainte du sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar}$.

$$S_{fondation} \geq \frac{N}{\sigma} \frac{68980.306}{250} = 275.92m^2$$

$$\frac{S_F}{S_{bât}} = \frac{275.92}{471} = 58\%$$

On juge que le rapport entre la surface du bâtiment et la surface des fondations est quand même important ce qui impose un radier comme type de fondation.

Mais il faudra d'abord continuer les autres vérifications :

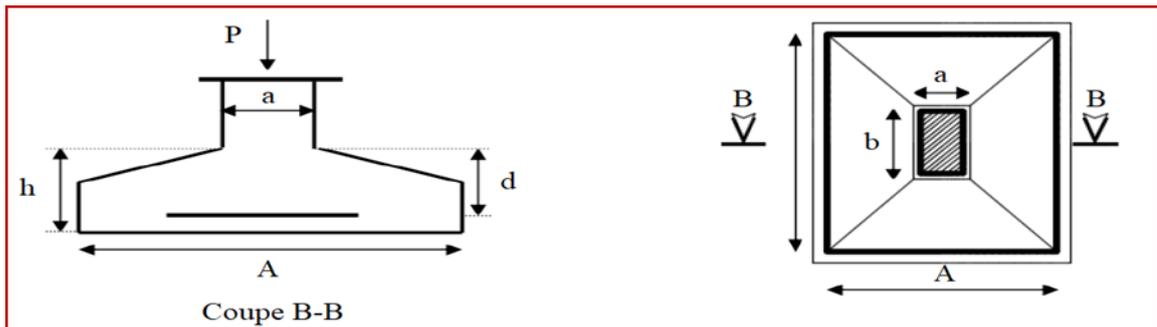


Figure 44. coupe d'une semelle isolée

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (A)$

Avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V16**.

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$)

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \text{ avec } (a, b = \text{dimensions d'avant poteau}).$$

On remplace (A) dans (B) $\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2845,3039 \times 0,70}{0,70 \times 250}} \rightarrow B \geq 3,37 \text{ cm}$$

En tenant compte des distances entre axes des poteaux (dans notre cas $L_{min} = 2.1 \text{ m}$) on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles. Donc on passe à la vérification des semelles filantes.

Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire.

$$\text{On a : } B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = \sum_{i=1}^{i=7} = 13839.67 \text{ KN ; } \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ Bars}$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{13839.67}{24 \times 250} = 2,52 \text{ m}$$

Vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2,3m, on remarque qu'il y aura pas de chevauchement entre les semelles finales.

Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées, ce qui signifie que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux, donc on opte pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Il est choisi par rapport à ces trois caractéristiques suivantes :

- Les poteaux rapprochés (comme notre cas).
- Un mauvais sol.
- Charge importante transmise au sol.

VI.2 Calcul de l'épaisseur

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

VI.2.1 condition forfaitaire

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L}{20} \Rightarrow h_r \geq \text{La hauteur du radier} \\ h_t \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h_t \geq \text{La hauteur des nervures} \end{cases}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5.8\text{m}$$

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{580}{20} \Rightarrow h_r \geq 29 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{580}{10} \Rightarrow h_t \geq 58 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.2.2 Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$\Rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de réaction du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$)

$$\text{On a : } K = \begin{cases} 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} & \text{très mauvais sol} \\ 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} & \text{sol moyen} \\ 12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} & \text{très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.4179 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : largeur de la semelle (1ml)

I : inertie de la semelle

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.4179 \times 10^7}} = 86 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 86 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 100 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.4179 \times 10^7 \times \frac{1 \times 1^3}{12}}{1 \times 4 \times 10^4}} = 4.1 \text{ m}$$

$L_{\text{max}} = 5.8 \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 6.65\text{m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

VI.2.3 Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,15f_c \text{ 28})/\gamma_b ; 4\text{MPa}$$

= 3MPa

$$V_u = q \frac{l}{2}$$

$$q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{95396.1014}{275.95}$$

$$\Rightarrow q = 345.70 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1002.53 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{v_d}{b \times \tau_u} \rightarrow d \geq 0,33m \geq 0.6 \text{ m}$$

$$V_u = 1.67 \text{ MPa} \leq \tau$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

VI.3 Vérifications nécessaires

VI.3.1 Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (art 3.541.a)

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la RDM.

Pour cela il sera nécessaire de calculer l'inertie du radier par rapport à son centre de gravité.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$inertie(x; y) \begin{cases} I_{xx} = 10840.5 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 31616.1 \text{ m}^4 \end{cases} \rightarrow \text{les centres de gravité} \begin{cases} x_G = 14.19 \text{ m} \\ y_G = 8.35 \text{ m} \end{cases}$$

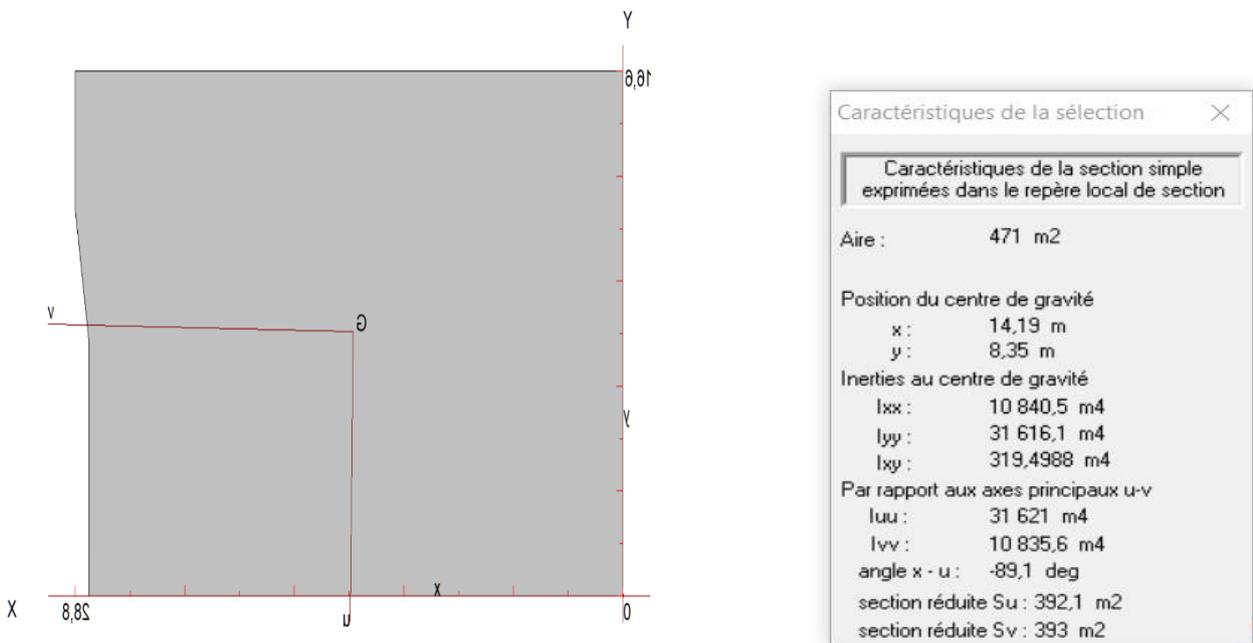


Figure 36. Résultats donnés par Socotec

On doit vérifier la condition suivante dans le sens (xx ; yy) :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^+ + \sigma^-}{4} \leq \bar{\sigma}^{sol}$$

La contrainte sous le radier.

$$\sigma^\pm(x) = \frac{N}{S_{radier}} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L_x} \right) = \frac{68980,3067}{471} \left(1 \pm \frac{6 \times \frac{490997,802}{68980,3067}}{28.8} \right)$$

$M_{x,y}$: les moments à la base à l'ELS donnés par ETABS 2016.

N_s : le poids de la structure $N_s = 68.98 MN$

$$\begin{cases} M_x = 490.997 MN.m \\ M_y = 284.720 MN.m \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes

Sens X-X

$$\begin{cases} \sigma^+ = 0.39 MPa \\ \sigma^- = -0.097 MPa \end{cases}$$

Donc: $\sigma^{moy} = 0,146 MPa = 1.46 bars > 2.5bars$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma^+ = 1.036 MPa \\ \sigma^- = -0.743 MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma^{moy} = 0,169 MPa = 1.69 bars > 2.5bars$

On constate que la contrainte moyenne dans les deux sens est inférieure à la contrainte du sol admissible, donc aucun débordement pour le radier.

VI.3.2 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq F_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

F_s : coefficient de sécurité (1,15)

H : hauteur de la partie ancrée du bâtiment (5m)

S_{radier} : surface du radier (471m^2)

γ_w : Poids volumique de l'eau (10KN/m^3)

N : le poids total de la structure

VI.3.3 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99/version2003 (art 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X :

$$e = \frac{490.997}{68.98} = 7.11 \text{ m} < \frac{28.8}{4} = 7.2 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e = 4.12 \text{ m} < 4,15 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, donc aucun risque de cisaillement.

VI.3.4 Vérification du poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$N_d = 3944,8064 \text{ KN}$: effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité.

$h_t = 100 \text{ cm}$: hauteur totale du radier

Le poteau le plus sollicité est de dimensions $(70 \times 70) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact est donné par :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,70 + 0,1 = 1,7 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,7 + 0,1 = 1,7 \text{ m} \end{cases} \quad \text{donc } U_c = 6.8 \text{ m}$$

On trouve

$$N_d = 3.933 \text{ MN} < 0,045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{30}{1,5} = 6.12 \text{ MN}$$

On constate qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement, car la condition est vérifiée.

➤ **Dimensions finales du radier sont**

$$\begin{cases} \text{Hauteur de la nervure : } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{Hauteur du radier : } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{Surface du radier : } S_{\text{radier}} = 471 \text{ m}^2 \\ \text{Enrobage : } d' = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4 Ferrailage du radier

VI.4.1 Sollicitation du panneau

$$\text{on a: } \begin{cases} l_x = 4.9 \text{ m} \\ l_y = 5.1 \text{ m} \end{cases} \text{ et } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}}$$

Avec : N_u : effort normal ultime donné par la structure.

$$N_u = 95396,1014 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre du radier

$$P_{\text{rad}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b = 0,4 \times 471 \times 25 = 4710 \text{ KN}$$

Calcul du poids de la nervure

$$P_{\text{nerv}} = h_t \times b_{\text{poteau}} \times L_{\text{ner}} \times \gamma_b = 1 \times 0,7 \times 219.77 \times 25 = 3845.97 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = N_u^{\text{cal}} + 1,35(P_{\text{rad}} + P_{\text{nerv}}) = 103952.07 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^{\text{cal}} + (P_{\text{rad}} + P_{\text{nerv}}) = 77536.27 \text{ KN}$$

$$Q_u = 220.7 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne :

Pour ce panneau on a :

$$\rho = 0.96 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases} \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,939 \end{cases}$$

Moment isostatique à l'ELU

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 = 212.49 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 193.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments corrigés à l'ELU

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 180.61KN.m \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 164.543KN.m \\ M_a^x = -0,5M_0^x = 106.24KN.m \end{cases}$$

VI.4.2 Ferrailage du panneau

Les résultats de ferrailage pour une section de (1x0, 4) m² sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 91. Ferrailage du radier

Localisation		M_u (KN.m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Choix de barres	Espacement
Travée	XX	180.61	14.62	4.8	5HA20=15.71cm ² /ml	20
	YY	164.543	13.27	4.8	7HA16 = 14.07 cm ² /ml	15
Appui		106.24	8.45	4.8	5HA14 = 10,05 cm ² /ml	20

VI.4.3 Vérifications nécessaires

➤ **Cisaillement**

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 291.94KN$$

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 258.92KN$$

$$V^{max} = V_x = 291.94KN \rightarrow \tau_u = 0,789 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 MPa$$

$\tau_u = 0,789 MPa < \bar{\tau}_u = 1,4MPa \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérifications à l'ELS**

$N_s = 68980,3067$: poids de la structure.

$N_{s\ total} = 77536.27 KN$: poids de la structure et le poids de la fondation.

$Q_s = 164.62KN/m^2\mu$

Moment isostatique à l'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 = 187.74 \text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 176.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{on a } \begin{cases} M_t^x = 0,85 M_0^x = 159.57 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_0^y = 149.84 \text{N.m} \\ M_a^x = -0,5 M_0^x = 93.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes de béton et d'acier est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 92. Vérifications des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	XX	159.57	10.70	17998	8.90 < 18	Vérifiée	303.21 > 215.55	Non vérifiée
	YY	149.84	10.22	165177	8.70 < 18		316.31 > 215.55	
Appui		93.87	8.87	126191	7.02 < 18		309.9 > 215.55	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, ainsi on doit calculer le ferrailage à l'ELS.

VI.4.4 Ferrailage à l'ELS

Le calcul de ferrailage à l'ELS est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 93. Calcul de Ferrailage à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A^{cal}	Choix de barres	S_t (cm)
Travée	Xx	159.57	5.41	0.336	22.53	8HA20=25.13cm ² /ml	10
	yy	149.84	5.07	0.332	21.03	7HA20=21.06cm ² /ml	15
appuis		93.87	3.18	0.322	13.18	7HA16=14.07cm ² /ml	15

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus après le ferrailage à l'ELS :

Tableau 94. Vérification des contraintes après augmentation de Ferrailage

Localisation		A^{ado}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	25.13	7.55 < 18	Vérifiée	194.09 < 215.55	Vérifiée
	YY	21.06	5.53 < 18		215.45 < 215.55	
Appui		14.07	5.3 < 18		201.41 < 215.55	

• **Vérification des espacements**

La fissuration est préjudiciable, ainsi pour les deux sens on a

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(80 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

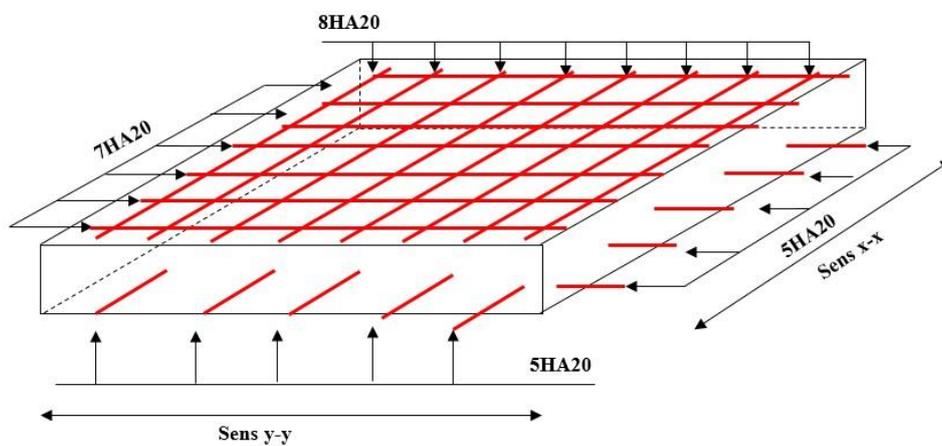


Figure.47. Schéma de ferrailage du radier

VI.5 Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-dessous :

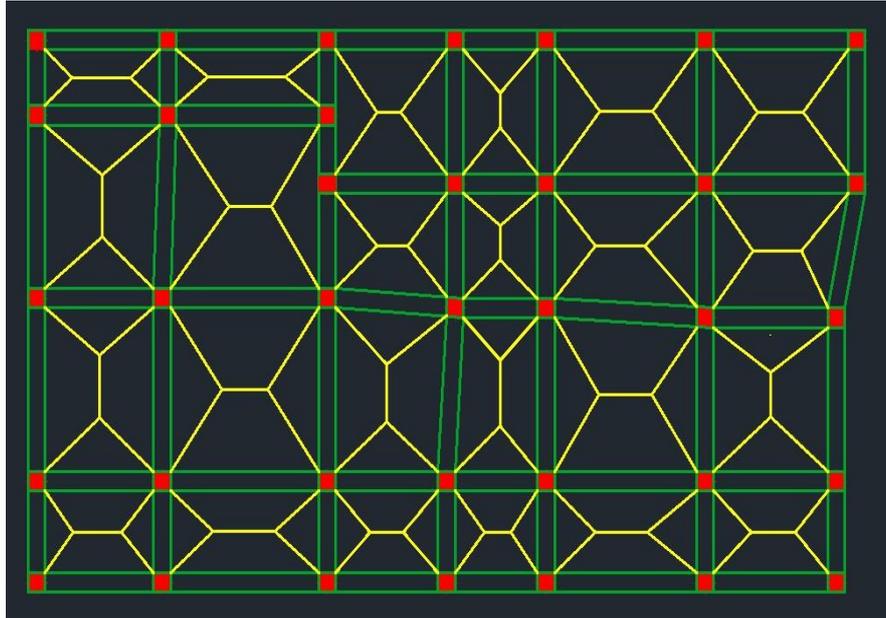


Figure.48. Schéma des lignes de rupture

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Cas d'une charge triangulaire**

Pour le cas de plusieurs charges triangulaire dans une même nervure on applique la formule

suivante : $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Pour le cas d'une seule charge triangulaire par travée : $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} P l_x \\ q_v = \frac{1}{2} P l_x \end{cases}$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- **Cas des charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{1}{2} P \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{1}{2} P \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec : $\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$ et $\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$

qm : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

qv : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Pour chaque sens, on prend la nervure la plus chargée, puis l'étude sera généralisée sur toutes les nervures. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode de Caquot.

Les nervures les plus défavorables sont montrées dans les figures suivantes :

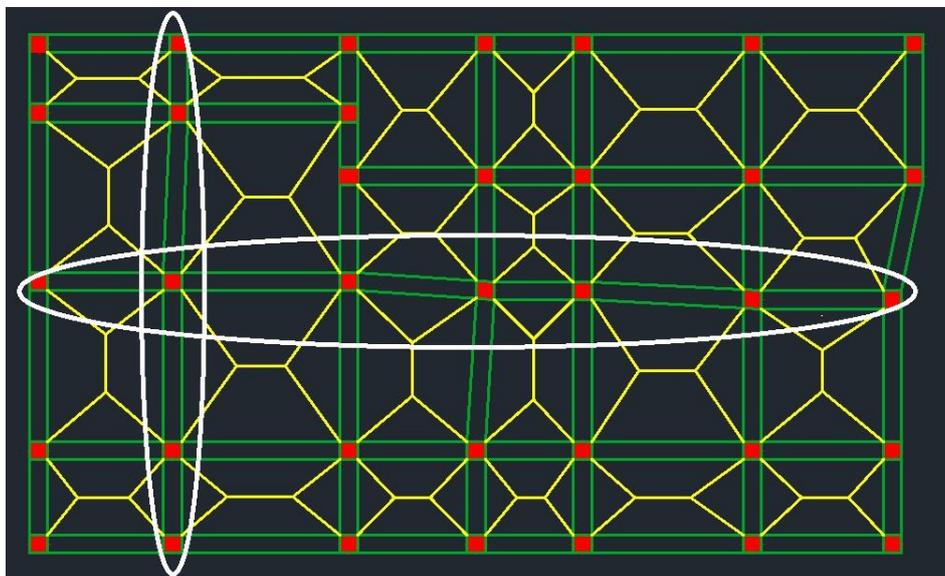


Figure.49. Les nervures les plus sollicitées

VI.5.1 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

VI.5.1.1 Calcul du chargement

$$\begin{cases} N'_u = N_u - P_{nerv} = 98760.01 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - P_{nerv} = 73690.3 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 209.68 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 105.45 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On obtient donc :

➤ **Sens X-X**

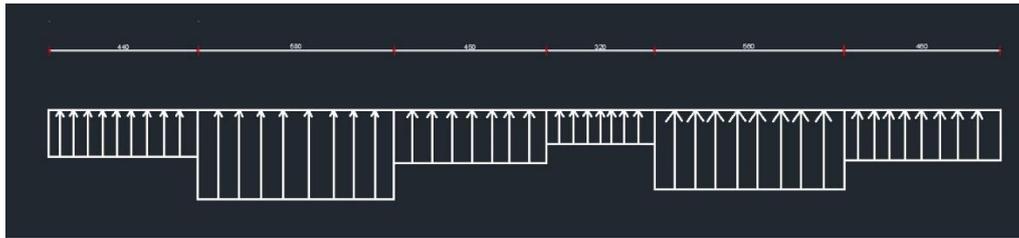


Figure.50. Schéma statique de la nervure la plus solliciter X-X

Le tableau suivant montre le chargement sur les travées dans le sens X-X :

Tableau 95. Chargement sur les travées du sens x-x

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
q_m^u (KN/m)	615.06	541.63	488.78	447.31	463.17	522.23
q_m^s (KN/m)	309.32	282.12	245.8	224.96	225.64	262.64
q_v^u (KN/m)	461.29	445.61	383.76	335.48	398.97	408.23

➤ **Sens X-X**

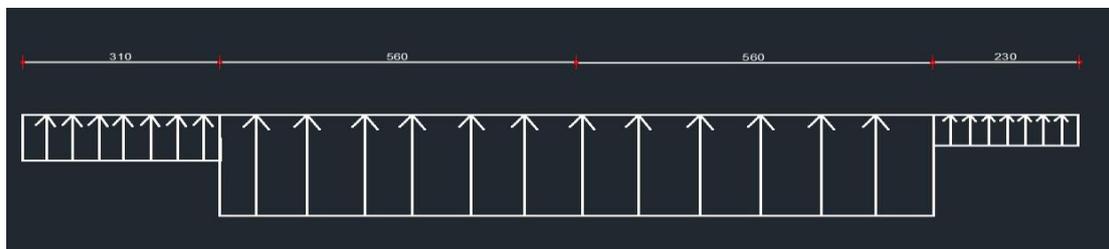


Figure.51. Schéma statique de la nervure la plus solliciter selon Y-Y

Le tableau suivant montre le chargement sur les travées dans le sens Y-Y :

Tableau 96. Le chargement sur la travée selon le sens y-y

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
q_m^u (KN/m)	433.33	610.23	610.23	321.5
q_m^s (KN/m)	217.93	306.89	306.89	161.69

q_v^u (KN/m)	325.00	478.99	478.99	241.13
----------------	--------	--------	--------	--------

VI.5.1.2 Calcul de sollicitations

Dans le calcul des sollicitations, on doit ajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$\text{donc: } \begin{cases} P_{nerv}^u = 1,35 \times b_{fiche\ pot} \times h_t \times \gamma_b = 23.62 \text{ KN/ml} \\ P_{nerv}^s = b_{fiche\ pot} \times h_t \times \gamma_b = 17.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 97. Sollicitations dans les nervures à l'ELU

Sens	Travées	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	A-B	4.4	638,68	0	-1442,89	1,687	908,345
	B-C	5.8	565,25	-1442,89	-1147,53	2,99	1083,953
	C-D	4.5	512,4	-1147,53	-607,476	2,484	433,561
	D-E	3.2	470,93	-607,476	-863,483	1,43	-125,894
	E-F	5.6	486,79	-863,483	-1255,51	2,656	853,751
	F-G	4.6	545,85	-1255,51	0	2,8	884,253
Y-Y	A-B	3.1	456,95	0	-1095,85	0,776	137,72
	B-C	5.6	633,85	-1095,85	-1496,66	2,687	1192,475
	C-D	5.6	633,85	-1496,66	-1061,80	2,923	1210,214
	D-E	2.3	345,12	-1061,80	0	2,488	6,077

Les résultats des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 98. Sollicitations dans les nervures à l'ELS

Sens	Travées	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	A-B	4.4	326,82	0	-751,836	1,687	459,639
	B-C	5.8	299,62	-751,836	-602,738	2,99	583,715
	C-D	4.5	263,3	-602,738	-312,306	2,484	216,85
	D-E	3.2	242,46	-312,306	-433,319	1,43	-59,538
	E-F	5.6	243,14	-433,319	-614,49	2,656	431,342
	F-G	4.6	262,64	-614,49	0	2,8	421,4
Y-Y	A-B	3.1	235,43	0	-561,561	0,776	71,719
	B-C	5.6	324,39	-561,561	-765,839	2,687	609,96
	C-D	5.6	324,39	-765,839	-543,794	2,923	618,824
	D-E	2.3	179,19	-543,794	0	2,488	2,542

VI.5.1.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T à la flexion simple,

➤ **Détermination de la largeur b**

Données de calcul

$$\begin{cases} h_t = 100 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 70 \text{ cm} ; d = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

On a : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right)$

Sens X-X :

$$\frac{b-0,7}{2} \leq \min\left(\frac{5.1}{2} ; \frac{4.9}{10}\right) \rightarrow \leq 0.490 \text{ m}$$

B= 1m

Sens-Y-Y :

$$\frac{b-0,7}{2} \leq \min\left(\frac{4,85}{2}; \frac{3,65}{10}\right) \rightarrow b \leq 0,35 \text{ m}$$

B=1m

On opte alors : $\begin{cases} \text{sens } x, x: b = 100 \text{ cm} \\ \text{sens } y, y: b = 100 \text{ cm} \end{cases}$

Les résultats de ferrailage des nervures sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 99. Ferrailage des nervures

Localisation		M_u (KN.m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Choix de barres (cm ²)
Travée	X-X	1083,953	44.52	11,73	10HA25 = 49.09
	Y-Y	1210,214	48.2	11,73	10HA25 = 49.09
Appui	X-X	1442,89	54.88	11,73	12HA25 = 58.91
	Y-Y	1496,66	56.45	11,73	12HA25 = 58.91

VI.5.1.4 Vérifications à l'ELU

➤ Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times F_{C28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Sens X-X

$\tau_u = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens X.

Sens Y-Y

$\tau_u = 2.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens Y.

➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max}\right) \rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Soit 6HA10 = 4,71 cm²

➤ **Espacement**

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 Fe} \rightarrow S_t \leq 38,44 \text{ cm}$$

$$A_{t2} \geq \frac{S_t(0,4b)}{Fe} \rightarrow S_t \leq 72,46 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de peau**

Selon **CBA (Art 7.3)** il faudra mettre des armatures de peau afin d'éviter toute fissuration, due à la hauteur importante de la section de nervure.

$$A_p = 0,2\% (b_0 \times h) = 14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_p = 4HA20 + 2HA14 = 15,65 \text{ cm}^2$$

VI.5.1.5 Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

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

Tableau 100. Vérification des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} < $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	583,715	30.37	3355201.51	5.28 < 18	Vérifiée	163.43 < 215.55	vérifiée
	YY	618,824	30.37	3355201.51	5.60 < 18		173.26 < 215.55	
Appui	XX	751,836	32.63	3794056.767	6.46 < 18		179.44 < 215.55	
	YY	765,839	32.63	3794056.767	6.58 < 18		194.89 < 215.55	

La contrainte de traction est vérifiée

VI.6 Etude du voile périphérique

Introduction

D'après le **RPA99/version2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessus du niveau de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau de la fondation et le niveau de la base. Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile est 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 1% de la section à ferrailer dans les deux sens.

- **Les dimensions du voile périphérique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{la hauteur du mur: } h = 4 \text{ m} \\ \text{la longueur du voile: } L = 5,1 \text{ m} \\ \text{l'épaisseur du voile : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

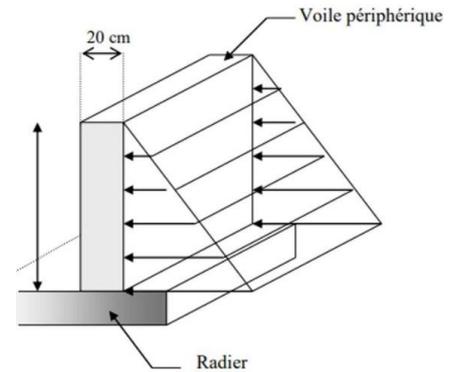


Figure.52. Poussée des terres

- **Les caractéristiques du sol**

D'après le rapport du sol, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

Remarque : vue que la cohésion du sol est variable dans le temps, et elle est difficilement mesurable. Dans ce cas on peut la négliger par critère de sécurité.

VI.6.1 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- a) La poussée des terres :

La charge de la poussée des terres se calcul sous la formule suivante :

$$G = \left(h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2C \, tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 23.35 \text{ KN}$$

- b) Surcharge ;

On a :

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.07 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.2 Calcul des sollicitations

Le voile se ferraille comme étant une dalle pleine sur quatre appuis :

On a : $l_x = 4 \text{ m}$ et $l_y = 5.1 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78$$

- **Calcul à l'ELU**

La contrainte appliquée sur le voile du sous-sol est trapézoïdale, dans ce cas la contrainte moyenne se calcul sous la formule suivante :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4}$$

Dans le cas de ferrailage des dalles pleines, on ferraille une bande de 1 ml.

Ainsi :

$$Q_u = 36.12 \text{ KN}$$

$$Q_s = 26.42$$

- **Moments isostatiques**

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 54.86 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 30.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 46.631 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5M_0^x = -27.43 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 26.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Après avoir calculé les sollicitations à l'ELU, on passe au ferrailage du voile périphérique qui se fait en flexion simple, car il est soumis à un moment de flexion causé par la charge de la poussée de terre.

VI.6.3 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur se fait par bande de 1 ml

Le tableau suivant résume le calcul de la dalle à la flexion simple :

Tableau 101. Ferrailage du voile

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	St (cm)
Travée	XX	46.631	0,145	0,198	0,138	9.7	2.07	5HA16= 10.05	20
	YY	26.15	0,081	0,106	0,143	5.23	2.07	5HA12=5.65	20
Appui		-27.43	0,085	0,112	0,143	5.50	2.07	5HA12=5.65	20

$$b = 1ml ; h = 0,2 m ; c = 5 cm ; f_{bu} = 14,2 MPa ; f_{st} = 348 MPa$$

- Section minimale d'acier au sens x :

$$A^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1.776 cm^2 < A = 9.7 cm^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

- Section minimale d'acier au sens y :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6cm^2 < A = 5.23 cm^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

VI.6.4 Vérifications nécessaires

a) Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

Sens x :

$$\text{On doit vérifier : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0.4 MPa < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{30}{1,5} = 1,4 MPa$$

Sens-y :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0.37 MPa < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{30}{1,5} = 1,4 MPa$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme.

b) Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} \sigma^{min} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{max} = G + Q = 26.42 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{moy} = \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

La contrainte appliquée sur le voile du sous-sol est trapézoïdale, dans ce cas la contrainte moyenne se calcul sous la formule suivante :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = 20.58 \text{ KN/m}$$

c) Moments isostatiques

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 61.06 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 41.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 51.9 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5M_0^x = -30.53 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 35.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes

Le tableau suivant résume les résultats de la vérification à l'ELS

Tableau 102. Contraintes du béton

Sens	M_{ts} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Sens x	51.9	5.38	19141.76	14.58	18	Vérifiée	391.24 > 215.55	Non vérifiée
Sens-y	35.5	4.26	12352.66	12.25	18		462.98 < 215.55	Non vérifiée
Appui	30.53	4.26	12352.66	10.52	18		398.16 < 215.55	Non vérifiée

Vue que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier selon l'axe XX et YY, on doit ferrailer le voile périphérique à l'ELS :

Le tableau suivant résume le calcul de ferrailage à l'ELS :

Tableau 103. Ferrailage à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A^{cal}	Choix de barres (cm ²)	St (cm)
Travée	XX	51.9	10	0.44	18.81	4HA25=19.64	25
	YY	35.5	7.31	0.39	12.62	5HA20=15.71	20
Appui		30.53	6.29	36	10.73	4HA20=12.57	25

On doit vérifier les contraintes avec la nouvelle section d'armature :

Tableau 104. Vérification des contraintes

Localisation		A^{ado}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	19.64	11.82<18	Vérifiée	208.25 < 215.55	Vérifiée
		15.71	8.64<18	Vérifiée	175.62 < 215.55	Vérifiée
		12.57	7.96<18	Vérifiée	186.36 < 215.55	Vérifiée

Après changement de section d'acier, on voit que les contraintes de béton et de l'acier sont vérifiées, ainsi on opte le ferrailage suivant pour le voile périphérique :

4HA25= 19.64 pour la travée x-x.

5HA20 =15.71 pour la travée y-y.

4HA20 = 12.57 pour l'appui du voile.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études fût le couronnement d'un enseignement très profitable et fructueux durant les cinq années d'études à l'Université A. Mira de Béjaïa. Il constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises. Le travail présenté est en premier lieu une expérience très enrichissante et une rétrospective des véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à prendre en considération. De ce fait, il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours enseignés et d'acquérir des connaissances supplémentaires sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur. Dans ce modeste mémoire, une première justification vis-à-vis de la résistance et la stabilité de la structure est prise en considération par le pré dimensionnement des éléments. Une étape qui constitue un point de départ avec des estimations des dimensions minimales à considérer. En outre, la connaissance du comportement de la structure sous différents chargements ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

L'analyse tridimensionnelle d'une structure aussi complexe soit elle est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul qui nous permet de gagner du temps d'une part, et garantir la qualité des résultats obtenus d'autre part. Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Du point de vue technique, la variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts, chose qui nous a permis d'affirmer que le bâtiment est correctement conçu et dimensionné. En d'autres termes, c'est un bâtiment qui respecte les normes en vigueur en Algérie) PRA99/2003.

Par ailleurs, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles porteurs, nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est soumis. Ce projet de fin d'études, nous a permis d'acquérir un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, comme par exemple, résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix.

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93)
- DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire charges et surcharges).
- Cours Dynamique des Structures (Université de Bejaïa).
- Cours Béton armé (Université de Bejaïa).
- Cours de Génie parasismique (Université de Bejaïa).
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 1

XII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour la *Réalisation d'un immeuble collectif promotionnel 79 Unités de Logements + Services & Commerces Bureau en "R+10" et "R+12" ainsi qu'un étage de services +01 niveau Garages en sous-sol " RESIDENCE PLAISANCE"* au lieudit *Commune d'El Kseur - Daira d'El Kseur- Wilaya de Bejaia;*

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondage pressiométriques les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances de pointes moyennes en surface et fortes en profondeur;
2. Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à partir de **5,00 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2,50 \text{ bars}$;
3. Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;
4. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des Marnes grises recouvertes par des Argiles marneuses marron ;
5. Les tassements à long terme sont admissibles ;
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
7. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule exigée par les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : **S2-** site Ferme ;
8. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;

Annexes

9. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE DIRECTEUR



Annexe 2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec } L_x < L_y$$

$$\rho = 0,8$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M_2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 4

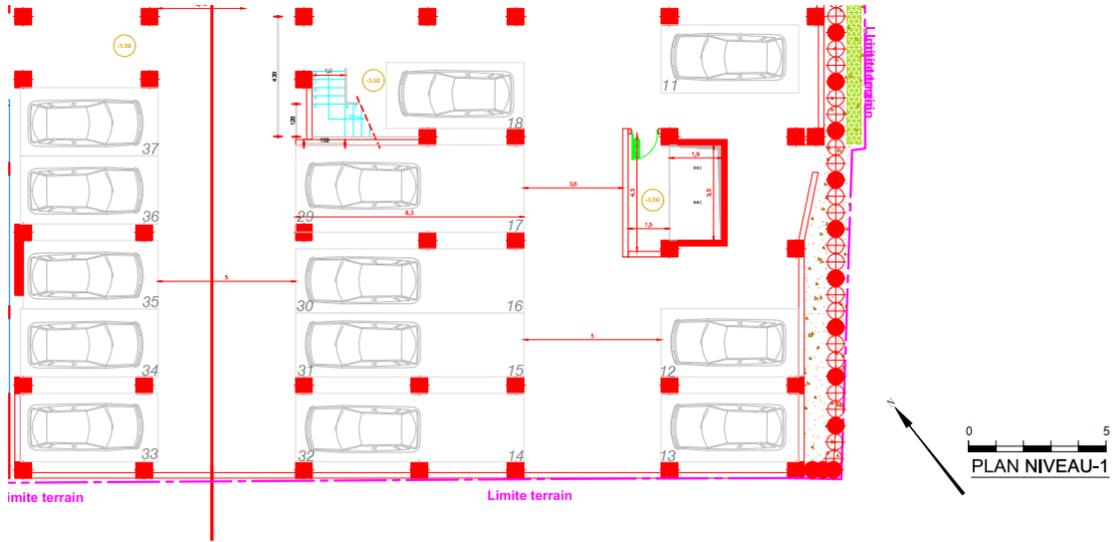
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

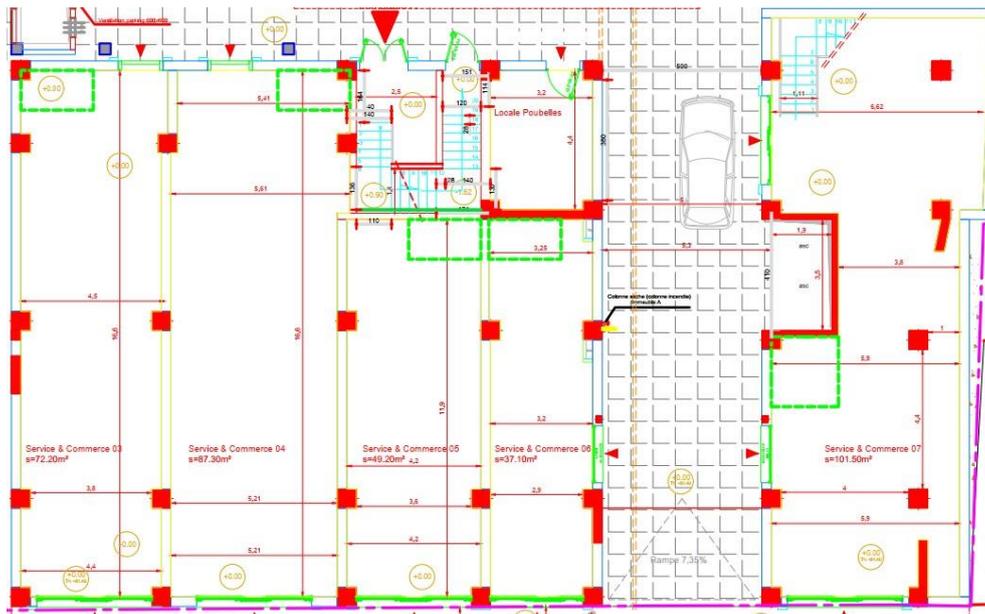
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 5

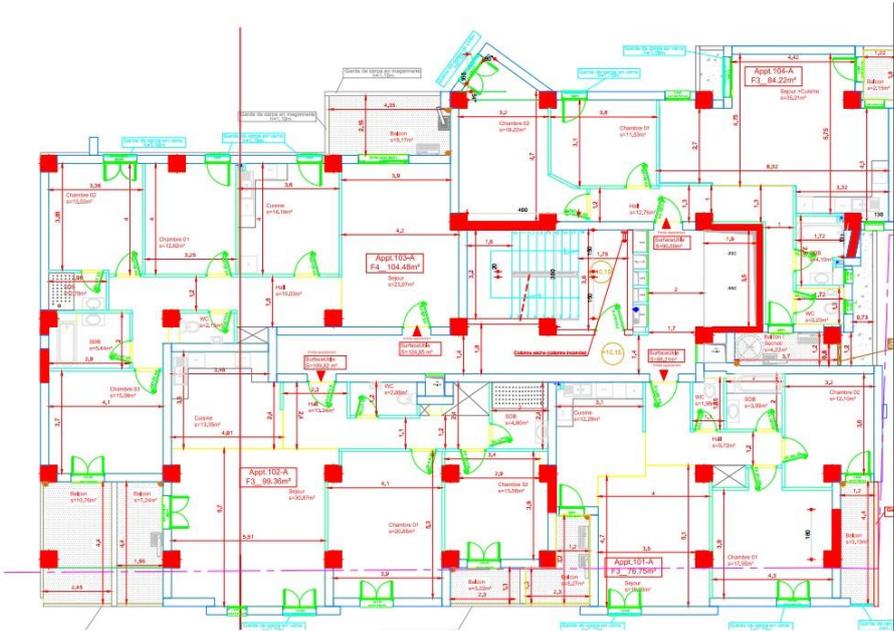
(R-1)



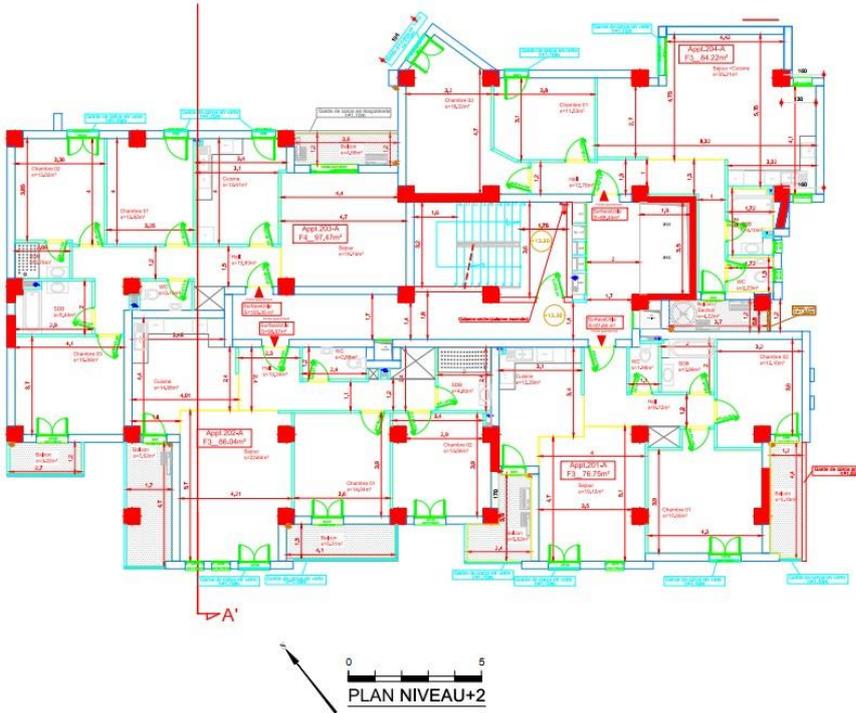
(RDC1)



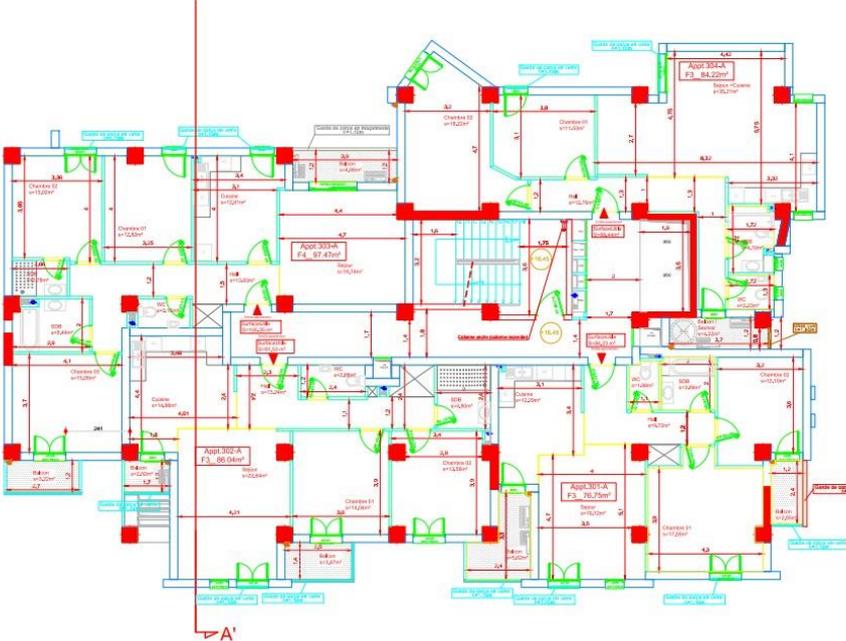
(R+1)



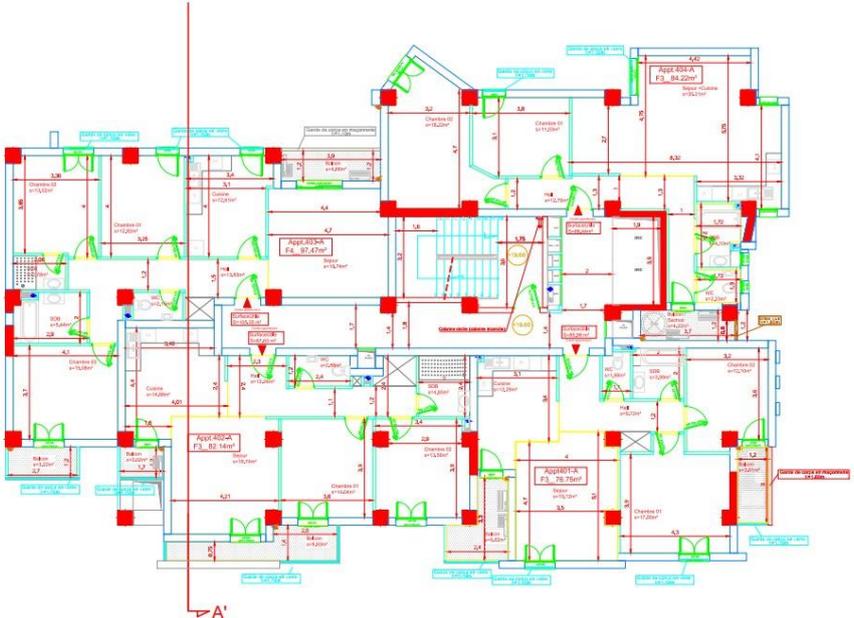
(R+2)



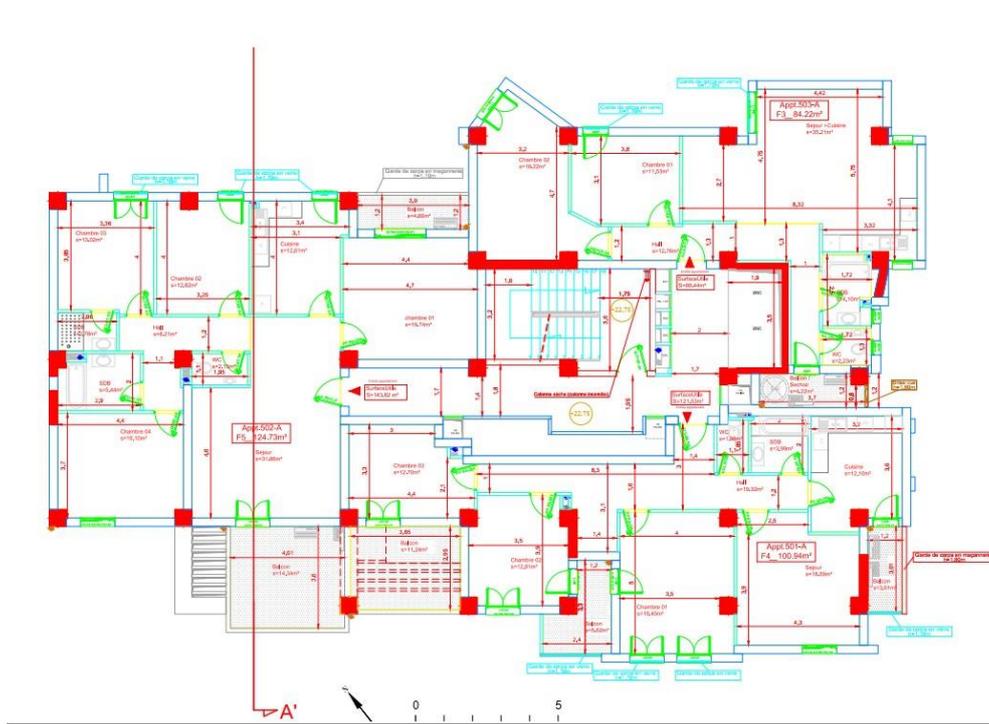
(R+3)



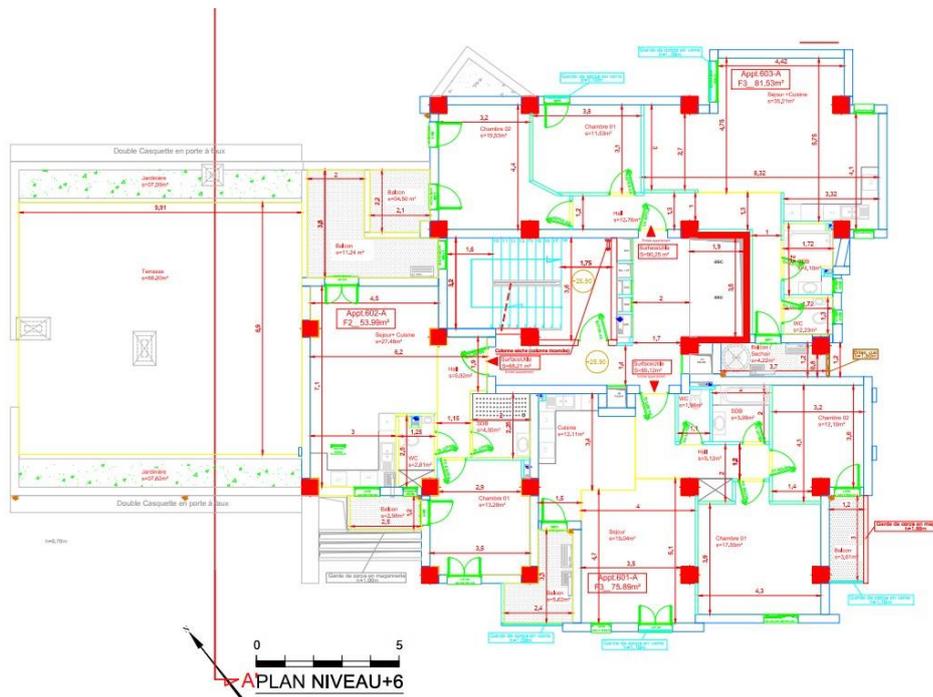
(R+4)



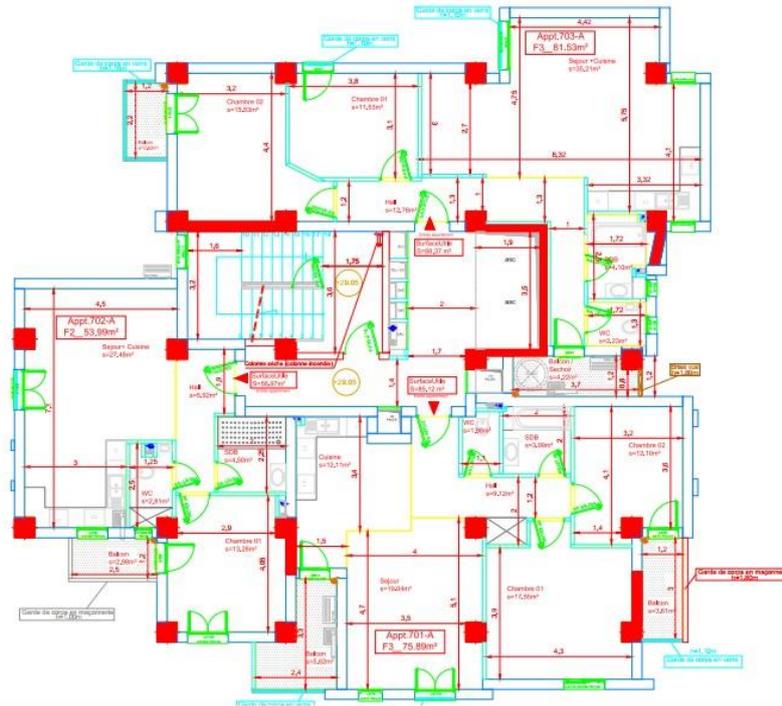
(R+5)



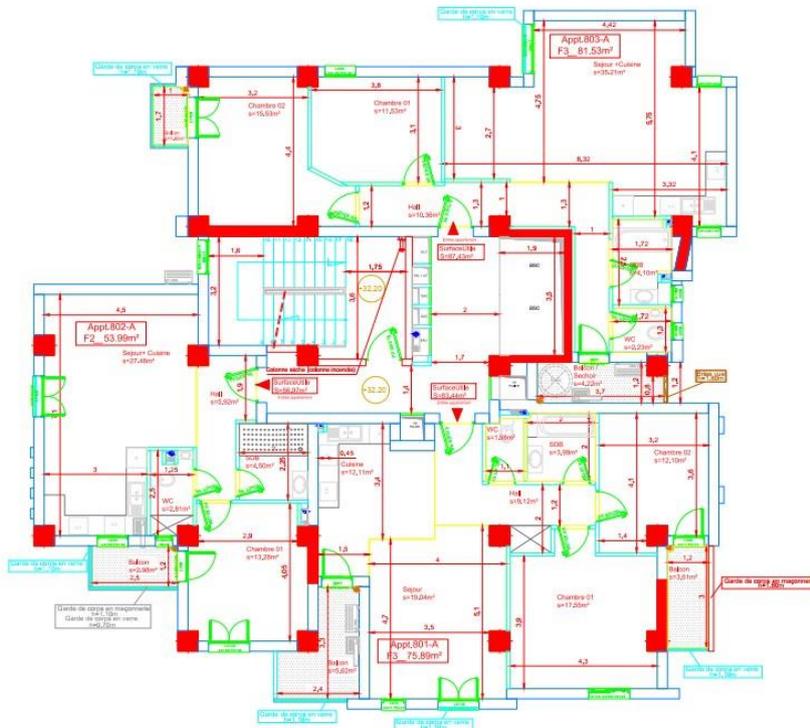
(R+6)



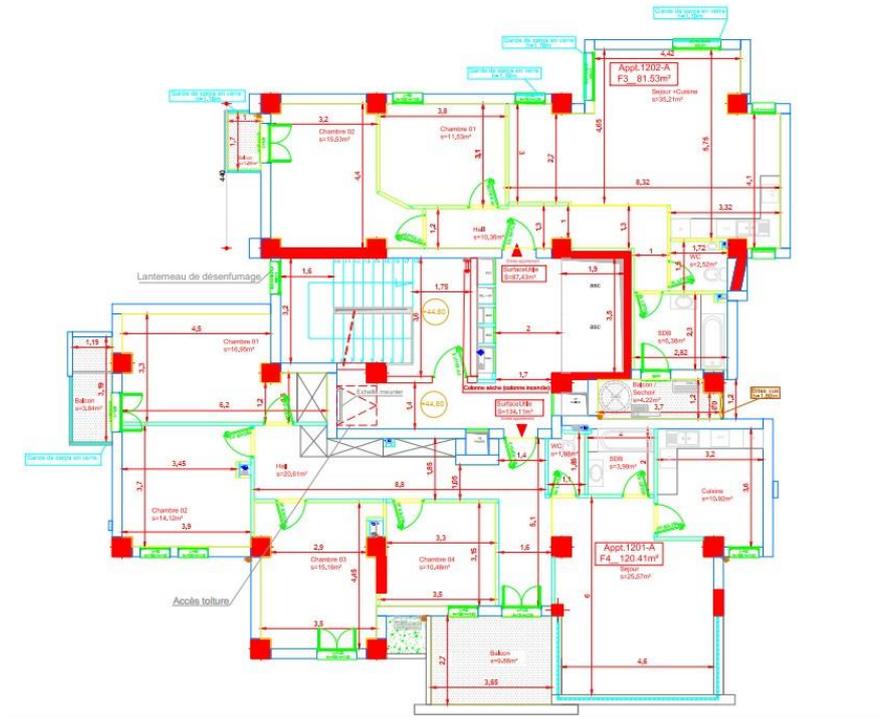
(R+7)



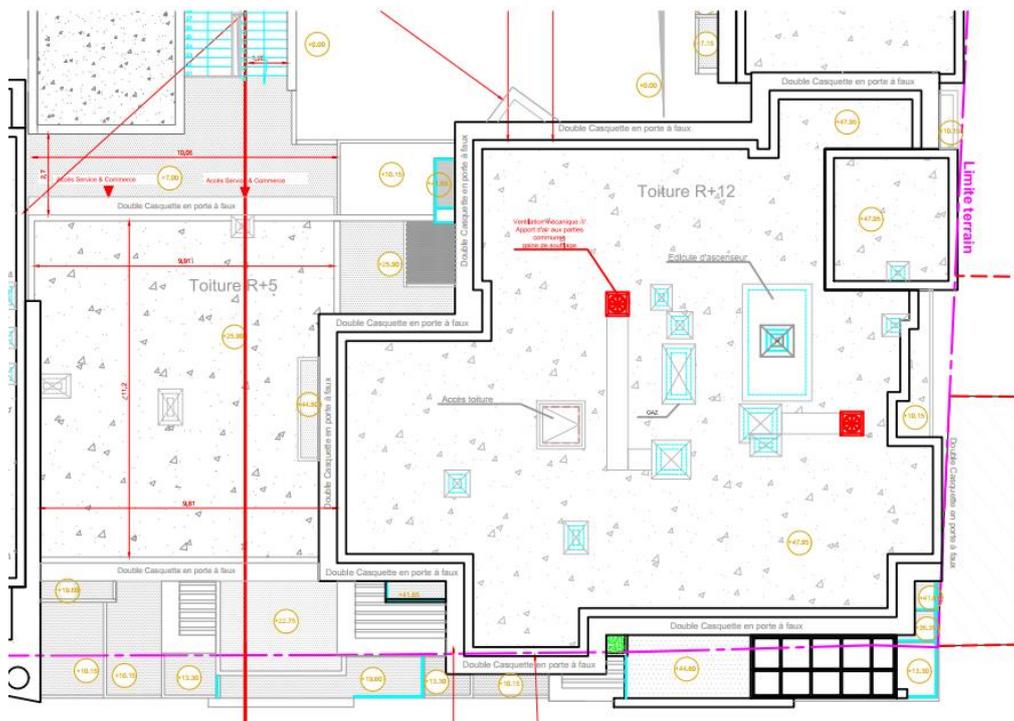
(R+8)



(R+12)



(Toiture)



Annexe 6

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'acier comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
a	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{pi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes.
Δf	Flèche totale.
Δf_{adm}	Flèche admissible.
G	Charges permanents.
H	Hauteur.

Annexes

h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximal entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de dispositif des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.