



Université El-wancharissi de
Tissemsilt
Faculté des sciences et de la
technologie
Département des sciences et de
la technologie



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master
académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par :

BRAHIMI NADIA et CHERITI WAHIBA

Thème :

Étude de l'effet du nombre d'étages sur le comportement des structures des bâtiments

Devant le Jury :

DJEFFAL HOUCINE	Président	M.C.B.	Université-Tissemsilt
BOUZRIBA ASMA	Examinatrice	M.C.B.	Université-Tissemsilt
BOUBEKEUR TOUFIK	Encadreur	M.C.A.	Université-Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous sommes très reconnaissants à notre Dieu de nous avoir guidés pour une fin réussie de notre travail. Rien de tout cela n'aurait été possible sans son aide notre Dieu merci pour l'occasion.

Dans le cadre de la réalisation de ce mémoire, un certain nombre de personnes ont contribué de façon ou d'autre, nous tenons à les reconnaître :

Nous tenons à exprimer nous profonde gratitude et nos remerciements à notre encadreur Dr. **BOUBEKEUR TOUFIK**, Maitre de conférence classe-A- à la faculté des sciences et technologies, pour le sujet qu'il nous a proposé et nous a dirigés ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mis à notre disposition pour l'élaboration de ce mémoire. La plupart de ce projet n'aurait pas été réalisé sans son aide et ses conseils.

Nous voudrions adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants à la faculté des sciences et technologies à l'université de Tissemsilt.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Enfin, nous remercions à tous qui ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que nous dédions ce modeste travail aux Personnes les plus chères au monde, nos chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux nous n'aurions jamais pu atteindre notre objectif, que Dieu nous les gardes.

À...

- Nos parents
- Nos sœurs
- Tous nos amis
- Tous ceux qui ont nous aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.
- Toute la promotion 2020/2021 de la filière Génie Civil.

RESUME

La construction des bâtiments en béton armé a connaît un développement considérable en Algérie. Les laboratoires de recherche de Génie civil, travaillent sur le développement des nouveaux modelés de conception, dans le but d'améliorer les comportements mécaniques et sismiques des structures, surtout dans les zones de forte sismicité.

L'objectif de ce mémoire de fin de cycle est d'étudier l'influence de la variation du nombre d'étages sur le comportement des structures en béton armé plus particulièrement les bâtiments. Trois types des structures sont étudiées (R+3, R+6 et R+9). Ceci permettra de trouver le comportement des trois structures étudiées dans les zones de moyenne sismicité comme la wilaya de Tissemsilt.

MOTS-CLES : Bâtiment, poteau, poutre, résistance mécanique, résistance sismique.

ملخص

شهد تشييد المباني الخرسانية المسلحة تطورا كبيرا في الجزائر. تعمل مختبرات أبحاث الهندسة المدنية على تطوير نماذج تصميم جديدة، بهدف تحسين السلوك الميكانيكي والزلالي للمنشآت، خاصة في المناطق ذات الزلازل العالية. الهدف من هذه الرسالة في نهاية الدورة هو دراسة تأثير التباين في عدد الطوابق على سلوك الهياكل الخرسانية المسلحة، وخاصة. وهذا سيجعل من الممكن العثور على سلوك الهياكل الثلاثة (R + 3، R + 6، R + 9). تمت دراسة ثلاثة أنواع من الهياكل المدروسة في المناطق ذات النشاط الزلالي المتوسط مثل ولاية تيسمسيلت.

الكلمات الرئيسية: البناء، العمود، المقاومة الميكانيكية، مقاومة الزلازل.

ABSTRACT

The construction of reinforced concrete buildings has experienced considerable development in Algeria. The laboratories research in Civil Engineering are working on the development of new design models, with the aim of improving the mechanical and seismic behavior of structures, especially in areas of high seismicity.

The objective of this end-of-cycle dissertation is to study the influence of the variation in the number of floors on the behavior of reinforced concrete structures, especially in buildings. Three types of structures are studied (R + 3, R + 6 and R + 9). This will make it possible to find the behavior of the three structures studied in areas of average seismicity such as the wilaya of Tissemsilt.

KEYWORDS: Building, column, beam, mechanical strength, seismic resistance.

S O M M A I R E

Introduction général

CHAPITRE I : Présentation des structures

I.1.Présentation des structures.....	3
I.2.Données de site.....	3
I.3. Caractéristiques géométrique des structures.....	3
I.3.1. Dimensions en élévation.....	3
I.3.2. Dimensions en plan.....	4
I.4.Ossature et système constructif adopté.....	5
I.5.Caractéristiques géotechniques du sol.....	7
I.6. Caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux	8
I.6.1. Caractéristiques physiques des matériaux	8
I.6.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.6.2.1.Le béton.....	8
I.6.2.2.Les aciers.....	14
I.7. Hypothèses de calcul	16
I.7.1.États limite ultime de résistance	17
I.7.2. Hypothèses de calcul à	17
l'E.L.U.R.....	
I.7.3. Règles des trois pivots	17
I.7.4.États limite de	18
service.....	
I.7.5. Hypothèses de calcul à E.L.S	18
I.7.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	19
I.8. Conclusion	19

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et Evaluation des Charges et des Surcharges

II.1.Introduction.....	21
II.2. pré -dimensionnement des planchers.....	21
II.2.1. Plancher à corps creux.....	21
II.2.2.Dalle pleine.....	23
II.3 Evaluation des charges et surcharges.....	24
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible.....	24
II.3.2 Plancher étage courant. :(habitation).....	25
II.3.3. maçonnerie.....	26
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	28
II.4.1. Les poutres (principale ; secondaires).....	28
II.4.1.1.poutre principale.....	28
II.4.1.2. poutre secondaires.....	29
II.4.2.Pré dimensionnement des poteaux.....	29
II.4.3. Descente de charge.....	30
II.4.4.Pré dimensionnement du voile.....	44
II.5 Conclusion.....	46

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	46
III.2. l'acrotère.....	46
III.2.1.Introduction.....	46
III.2.2.Principe de calcul.....	46
III.2.3.Evaluation des charges.....	47
III.3. Etude d'escalier.....	52
III.3.1 Introduction.....	52
III.3.2. Description.....	52

III.3.3. Dimensions de l'escalier	53
III.3.4. Etude l'escalier.....	54
III.3.5. Calcul des sollicitations	57
III.3.6 Calcul du ferrailage.....	60
III.3.7. Vérification des contraintes.....	62
III.3.8 Etude de la poutre palière	65
III.3.9 Descente des charges	66
III.4. Balcon.....	68
III.4.1. combinaison de charge.....	70
III.4.3. Calcul des sollicitations maximales.....	70
III.4.4 Calcul le ferrailage	71
III.4.5. Vérification de l'effort tranchant.....	72
conclusion.....	74

CHAPITRE IV : Etude des planchers pour chaque structure

IV. 1. Introduction	75
IV.2. Fonctions nécessaires du plancher	75
IV.3 .Conception des planchers	75
IV.4. Méthode de calcul	76
IV.4. 1Méthode Forfaitaire:(Art/B.6.2.21 BAEL 91).....	76
IV.4. 2.Méthode d'ALBERT Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91).....	79
IV.4. 3Méthode de trois moments (Méthode RDM).....	80
IV.5. Planchers étage courant	80
IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant	80
IV.5.2.Ferrailage longitudinal	83
IV.5.2.1.Ferrailage en travée	83
IV.5.2.2.Condition de non fragilité	83
IV.5.2.3.Pourcentage minimal Beal art B.6.4	83
IV.5.2.4.Ferrailage appuis	84

IV.5.3. Ferrailage transversal.....	85
IV.5.3.1 .Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BEL91).....	86
IV.6. Planchers terrasse	89
IV. 6.1. Étude des poutrelles Planchers Terrasse	89
IV.6.2.Ferrailage longitudinal.....	92
IV.6.2.1.Ferrailage en travée	92
IV.6.2.2.Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91	92
IV.6.2.3.Pourcentage minimal Beal art B.6.4	92
IV.6.2.4.Ferrailage appuis	93
IV.6.3. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91).....	94
IV.6.3.1.Calcul de l'espacement (Art. A.5.1, 23 BAEL9)	94
IV.6.3.2.L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91.....	95
IV.6.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BAEL91)....	95
IV.6.4.Vérification à l'état limite de service(ELS)	96
IV.6.2.5 .Ferrailage de la dalle de compression	98

CHAPITRE IV : Influence du nombre d'étage sur le comportement sismique

V.1.1.Introduction	109
V.1.2.L'étude dynamique	109
V.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique	109
V.1.2.2.Modélisation des structures.....	109
V.1.2.3.Modélisation des structures étudiée	109
V.3. Présentation du logiciel ETABS	110
V.4. Combinaison d'action	110
V.5.Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques.....	110
V.5.1.Méthode statique équivalente	110

V.5.1.1.Principe de la méthode	110
V.5.1.2.Modélisation	111
V.5.1.3.Domaine d'application	111
V.5.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	111
V.5.2.1.Principe de la méthode	111
V.5.2.2.Modélisation	112
V.5.2.3.Domaine d'application	112
V.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	112
V.5.4.-Choix de la méthode de calcul	112
V.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	112
V.7.Disposition des voiles.....	112
V.8.Spectre de réponse de calcul.....	113
V.9.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente...	115
V.9.1 Le facteur d'amplification dynamique moyen D.....	116
V.9.2 Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique	116
V.9.3 Condition sur la période fondamentale	118
V.9.4 Résultante des forces sismiques de calcul.....	119
V.10 Caractéristiques Géométriques	120
V.10.1 Centre de masse	120
V.10.1 Calcul de l'excentricité	120
V.10.2 Période de vibration et la fréquence de chaque structure.....	122
V.11.1 La période fondamentale de la structure	124
V.11.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	124
V.13.Vérification vis-à-vis du renversement	126
V.14.Justification vis à vis de l'effet P- Δ	128
V.14.Conclusion.....	131

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux selon les trois structures

VI.1 Chargement des portiques	126
VI.2.Etude sous charges verticales et horizontales.....	126
VI.3.Les combinaisons de calcul	126
VI.4.Sollicitations de calcul	129
VI.5.Calcul de ferrailage des poteaux.....	130
VI.5.1 Poteau (40×40) cm.....	130
VI.5.1 Poteau (45×45) cm.....	132
VI.5.1 Poteau (50×50) cm.....	134
VI.6.Calcul des armatures transversales	136
VI.7.Vérification de la contrainte de cisaillement	137
VI.8.Vérification de la section minimale d'armatures transversales	137
VI.9.Etude des poutres	139
VI.9.1.Introduction	139
VI.9.2.Calcul de la section des armatures.....	140
VI.9.3.Vérification de l'effort tranchant	140
VI.9.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC).....	141
VI.9.4.1.Ferrailage longitudinal	141
VI.9.4.2- Calcul les armatures transversales	146
VI.9.4.3 Vérification à l'E.L.S.....	147
VI.9.4.4.Vérification de la flèche :.....	149
VI.10. Etude des voiles.....	150
VI.10.1 Introduction.....	150
VI.10.2 Les recommandations du RPA99.....	150
VI.10.3.Calcul des voiles par la méthode des contraintes.....	151
VI.10.4.Exemple de calcul	152
VI.10.4.1.Détermination des contraintes	152
VI.10.4.2.Calcul des armatures verticales (0,8G ± E).....	153

VI.10.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	155
VI.10.4.4.Calcul des armatures horizontales.....	155
VI.10.4.5.Les armatures de coutures	156

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure pour les différentes structures

VII.1. Introduction	158
VII.2.Classification des fondations	158
VII.2.1.Fondations superficielles :.....	158
VII.2.2.Fondations profondes.....	158
VII.2.3.Fondations spéciales	158
VII.2.4. Choix du type de fondations.....	158
VII.2.5.Combinaison d'action	159
VII.2.6.Reconnaissance du sol.....	159
VII.2.7.Vérification des semelles isolées.....	159
VII.2.8.Vérification des Semelles filantes.....	160
VII.2.9. Etude du Radier général.....	163
VII.2.9.1.Définition du radier.....	163
VII.2.9.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier pour les trois variantes	167
VII.2.9.2.1 Variante	167
1 (R+3).....	VII.2.9.2.2 182
Variante	195
2 (R+6).....	VII.2.9.2.3
Variante 3 (R+9).....	

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale.....	210
Références bibliographiques.....	211
Notations.....	

Liste des tableaux

Tableau I.1.Caractéristiques géométriques.....	3
Tableau I.2 les caractéristiques mécaniques	14
Tableau I.3 : Les déformations limitent du pivot.....	18
Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	25
Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant...	26
Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur	26
Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur.....	27
Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante 1	31
Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante2.....	31
Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante3	32
Tableau II.8 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicite variant 1.	33
Tableau II.8.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.	36
Tableau II.8.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.....	36
Tableau II.9 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicite variant 2.	37
Tableau II.9.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.	39
Tableau II.9.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.....	40
Tableau II.10 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicite variant3.....	41
Tableau II.10.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC	43
Tableau II.10.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.....	44
Tableau III.1 : Charges et surcharge du paillasse(Type1).....	55
Tableau III.2 : Charges et surcharge du palier (Type1)	56
Tableau III.3 : Les combinaisons de charge pour une bonde	56
Tableau III.4 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU.....	57

Tableau III.5 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELS.....	59
Tableau III.6 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en travée.....	63
Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en appuis.....	64
Tableau III.8. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon.....	69
Tableau III.9. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde-corps de balcon.....	69
Tableau III.10. Vérification à l'ELS de balcon.....	73
Tableau IV.1 : Charges supporté par les poutrelles.....	75
Tableau IV.2 : Rapport entre les travées successives.....	81
Tableau IV.3 : Rapport entre les travées successives.....	81
Tableau IV.4 : Rapport entre les travées successives.....	81
Tableau IV.5 : Rapport entre les travées successives.....	81
Tableau IV.6 Vérification des contraintes en travée.....	87
Tableau IV.7 : Vérification des contraintes sur appui.....	88
Tableau IV.8 : Rapport entre les travées successives type1.....	90
Tableau IV.9 : Rapport entre les travées successives type 2.....	90
Tableau. IV.10 : résultats des moments et effort tranchants à ELU type 1.....	90
Tableau. IV.11 : résultats des moments et effort tranchants à ELS type 1.....	91
Tableau IV.12 : résultats des moments et effort tranchants à ELU type 2.....	91
Tableau. IV.13 : résultats des moments et effort tranchants à ELS type 2	92
Tableau IV.14 : Vérification des contraintes en travée.....	96
Tableau IV.15 : Vérification des contraintes en appui.....	97
Tableau IV.16 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse	107
Tableau V.1 : Poids des bâtiments à ELUR en termes de nombre des étages.....	115
Tableau V.2 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	120
Tableau V.3 : Centre de masse et Centre de rigidité.....	121
Tableau V.4. Participation des masses cumulées.....	123

Tableau V.5 : Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < 1.3 T_{cal}$	124
Tableau V.6 : Résultat des forces sismiques.....	126
Tableau V.7 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	127
Tableau V.8 : Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure.....	128
Tableau V.9 : Déplacements relatifs inter étages.....	130
Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	127
Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes1.....	128
Tableau VI.3 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes2.....	128
Tableau VI.4: pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes3.....	129
Tableau VI.5 : Les résultats des efforts et moments de chaque combinaison pour chaque section du poteau.....	129
Tableau VI.6 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux....	136
Tableau.VI.7 : Ferrailages des poteaux.....	138
Tableau VI.8 : Moments max des Poutres principales et secondaire.....	141
Tableau.VI.9 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	145
Tableau IV.10 : Vérification des contraintes en travée.....	147
Tableau IV.11 : Vérification des contraintes en appui.....	148
Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	157
Tableau VII.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	160
Tableau VII.2 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal pour les trois variantes sens x	161
Tableau VII.3 : Section des semelles filantes dans le sens transversal pour les trois variantes sens y	162
Tableau VII. 4 : Vérification pour les trois variantes.....	163
Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x) variante 1	170
Tableau VII.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y) variante 1	171
Tableau VII.7 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)variante 1	172
Tableau VII.8 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y variante 1	173

Tableau VII.9 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x) variante 2	185
Tableau VII.10 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y) variante 2	186
Tableau VII.11 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x) variante 2	187
Tableau VII.12 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y) variante 2	188
Tableau VII.13 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x) variante 3	199
Tableau VII.14 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y) variante 3	200
Tableau VII.15 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x) variante 3	201
Tableau VII.16 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y) variante 3	202

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en élévation.....	4
Figure I.2 : Vue en en plan de la structure.....	5
Figure I.3 : Plancher à corps creux	6
Figure I.4 : Brique creuse.....	6
Figure I. 5 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	11
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	12
Figure I.7 : Diagramme de contrainte-déformation.....	15
Figure I.8 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots	18
Figure II.1 : Dalle en corps creux.....	21
Figure II.2 : Coupe du plancher	22
Figure II.3 : Plancher corps creux	23
Figure II.4 : Plancher terrasse.....	24
Figure II.5 : plancher étage courant.....	25
Figure II.6 : remplissage extérieur.....	27
Figure II.7 : Détail du mur intérieur.....	27
Figure II.7 : Pré- dimensionnement des voiles.....	45
Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	47
Figure III.2 : Evaluation des charges.....	47
Figure III.3 : ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.4 : ferrailage de l'acrotère (coup A-A).....	51
Figure III.5 : Schéma de l'escalier.....	52
Figure III .6: Dimension des escaliers.....	53

Figure III .7: schéma statique de l'escalier.....	53
Figure III.8 : Schéma statique a Elu.....	56
Figure III.9 : Diagrammes moments et efforts tranchant.....	58
Figure III.10 : Schéma statique a ELS.....	58
Figure III.11 : Diagrammes moments et efforts tranchant.....	60
Figure III.12 : Schéma de ferrailages d'escaliers (types 1).....	65
Figure. III.13. Ferrailage poutre palière.....	68
Figure III.14 : Diagramme moments et effort tranchant.....	71
Figure III.15.Ferrailage de balcon.....	74
Figure IV.1 : Schéma d'une poutre continue.....	77
Figure IV. 2 : Moments d'une poutre à plus de 2 travées.....	78
Figure IV.3 : Moments d'une poutre à 2 travées.....	78
Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue.....	79
Figure IV.5 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher etage courant	89
FigureIV.6 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse	98
Figure IV.7 : Schéma de ferrailage	98
Figure IV.8 : Plancher a corps creux.....	99
Figures IV.9 : Corps Creux.....	100
Figure IV.10 : Schémas ferrailage des poutrelles PlancherTerrasse	107
Figure V.1 : Disposition des voiles.....	113
Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.....	114
Figure V.3 : Les Périodes des bâtiments	118
Figure V.4 : La force sismique totale en fonction de la hauteur du bâtiment selon x60	119
Figure V.5 : Variation des périodes dans les différents modèles	122
Figure VI.1 : Zone nodale.....	128
Figure VI.2 : Section du poteau à étudier.....	130
Figure VI.3 : Disposition constructives des portiques.....	141
Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales.....	149
Figure VI.5 : Ferrailage des poutres secondaire.....	149
Figure VI.6 : Vue en plan du voile plein en U.....	152
FigureVI.7. Schéma de ferrailage pour un type voile.....	159

Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	160
Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante.....	160
Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	164
Figure VII.4 : Ferrailage du radier générale	181
Figure VII.6 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.	195
Figure VII.6 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.	209

Introduction générale

Introduction générale :

La construction des bâtiments a connu un développement considérable dans le monde, surtout après la seconde guerre mondiale. Le concepteur doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celles de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces de la nature à savoir du séisme et du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que le concepteur doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes et des règlements spéciaux pour assurer la stabilité et la durabilité de la construction, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation des constructions de génie civil est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages mécaniques comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Le but de ce travail est d'étudier l'effet du nombre d'étage sur le comportement des structures. Dans ce contexte, l'analyse de la réponse des structures de grande hauteur pour les bâtiments sera traitée, et également la conception optimale des bâtiments avec étage sera recherchée.

Afin d'entreprendre cette objectif, le contenu de ce mémoire est composé de sept chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés, ...etc.). Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles). Le calcul des éléments secondaires (balcon, escaliers, acrotère) et l'étude du plancher sont exposés aux chapitres trois et quatre. Le chapitre cinq est dédié à l'étude de l'effet du nombre d'étage sur le comportement sismique du bâtiment conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003). Les facteurs considérés sont la période de vibration et la fréquence de chaque structure, déplacements relatifs horizontaux, l'effet P- Δ . Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement aux chapitres six et sept.

Enfin une conclusion générale dégage les principaux résultats obtenus.

Chapitre I :

Présentation des structures

I.1.Présentation des structures

Le présent mémoire constitue à étudier l'influence de nombre d'étages de l'ouvrage sera bâti à Tissemsilt et correspond selon la zone de moyenne sismicité (zone IIa) ; classification des règles parasismique Algérienne (RPA99).

Il est fondé sur un sol meuble.

Afin d'étudier l'influence de la variation du nombre d'étages sur le comportement d'une structure en béton armé on a choisi trois variante comme le montre le tableau suivant :

Variante 1	Rez de chaussée et trois étages
Variante 2	Rez de chaussée et six étages.
Variante 3	Rez de chaussée et neuf étages

I.2. Données du site

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya de Tissemsilt est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 30,94 m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone II-a) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I.3.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.3.1 .Dimensions en élévation

	Hauteur totale de la structure(m)
<i>Variante N°=01</i>	12,58
<i>Variante N°=02</i>	21,67
<i>Variante N°=03</i>	30,94



Figure I.1 : Vue en élévation.

1.3.2. Dimensions en plan

- La longueur en plan : 30.10m.
- La largeur en plan : 21,60m.

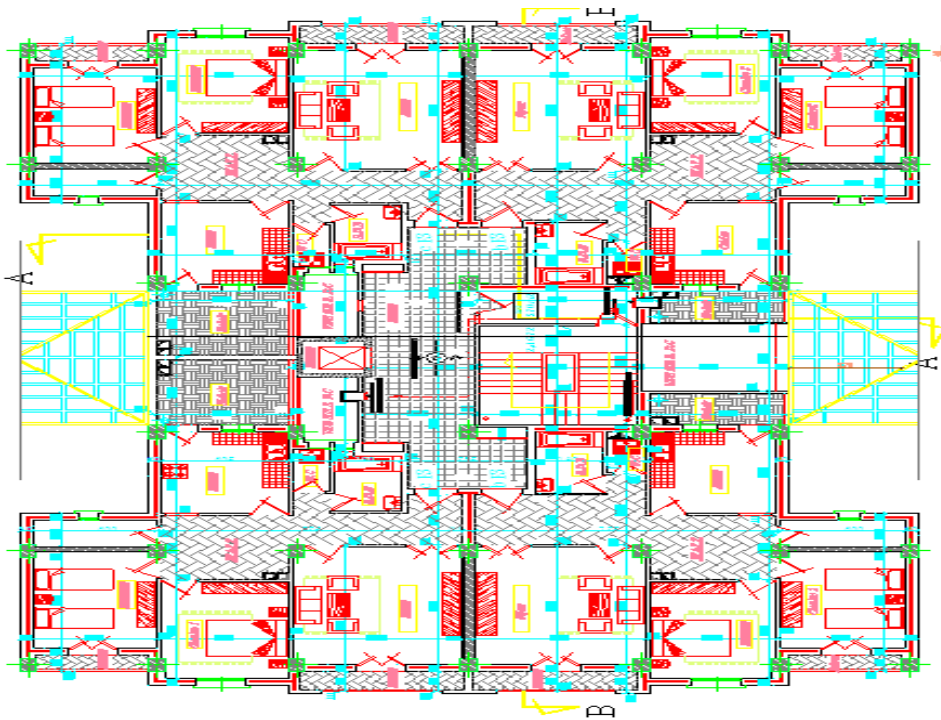


Figure I.2 : Vue en en plan de la structure.

I.4. Ossature et système constructif adopté

I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4.2. Les Plancher

- Il existe deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (16+4) cm.
- ✓ Plancher à dalle pleine (ép=15) cm.

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.



Figure I.3 : Plancher à corps creux.

I.4.3. Maçonnerie

a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour la séparation.

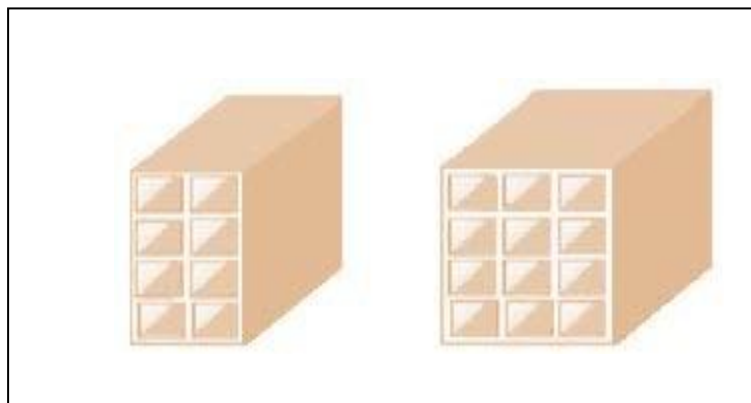


Figure I.4 : Brique creuse.

I.4.4.Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.5.Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois, qui compose se dernier et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

- A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.6. Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

I.4.7. Escaliers

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

I.4.8.Voiles

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

I.4.9. Balcon

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.10. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1,70$ bars ;

- Le poids volumique de terre : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$;
- Le site est considéré comme meuble(S_3).

I.6. Caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux

I-6 -1. Caractéristiques physiques des matériaux :

➤..... **La masse volumique :**

La masse volumique des bétons est de 2500 kg/m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

➤..... **Le retrait :**

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton .on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

➤..... **La dilatation :**

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$.

➤..... **Le fluage :**

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I-6-2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.2.Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

a) Les matériaux composant le béton

➤..... **Ciment**

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fines qui on leur ajoute de l'eau, forment une pâte capable par hydratation de faire prise et durcir en un temps plus ou moins long. Pour faire du béton ou du mortier, on utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland.

➤..... **Granulats**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

➤..... **Sables**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤..... **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

➤..... **Économie**

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

➤..... **Souplesse des formes**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

➤..... **Résistance aux agents atmosphériques**

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

➤..... **Résistance au feu**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

➤..... **Résistance mécanique**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

➤..... **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

➤..... **Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est défini par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

On adopte $f_{tj} = 2,16$ MPa

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

➤..... **Contrainte limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤..... **État limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Equilibre statique non renversement de la structure.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme non flambement d'un poteau.
-

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \epsilon_{bc1} = 3,5\%$$

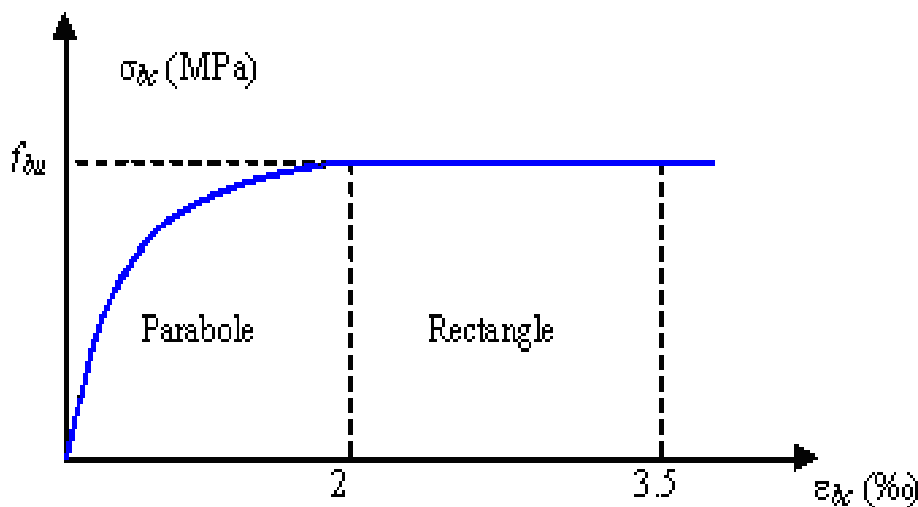


Figure I. 3 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta_{yb}}$

On adopte :

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ Les combinaisons accidentelles.

$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$Les combinaisons normales

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

➤..... **État limite de service (ELS)**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

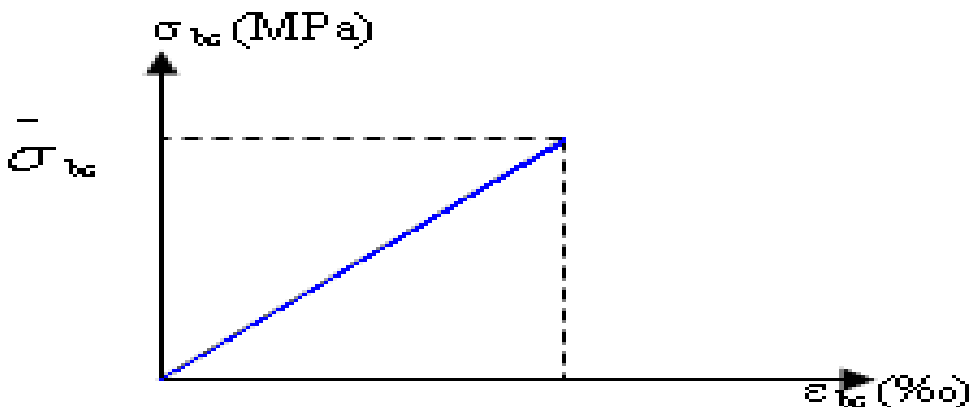


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

➤..... **Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

➤..... **Modules de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

➤..... **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

$$E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

➤..... **Module de déformation différé**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

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

$$E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤..... **Coefficient de poisson**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

•..... $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

- $v = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.6.2.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances F_eE 220 et F_eE 240 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances F_eE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 5 mm pour les dalles.

• Les caractéristiques mécaniques :

-

Tableau I.2 .les caractéristiques mécaniques

Type	Nuance	Fe(MPa)	Emploi
-Les ronds lisses (R.L)	F _e E 220 et F _e E 240	215 235	Emploi courant .épingle de lavage des pièces préfabriquée
-Les barres à haute (HA) type 1 et2.	F _e E 400 et FeE500	400 500	Emploi courant.
Treillis soudés (TS) type3.	F _e E 400 et FeE500	400 500	Emploi sous forme de barre droit ou de treillis

Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1.15 \dots \dots \dots \text{Cas général ;}$$

$\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

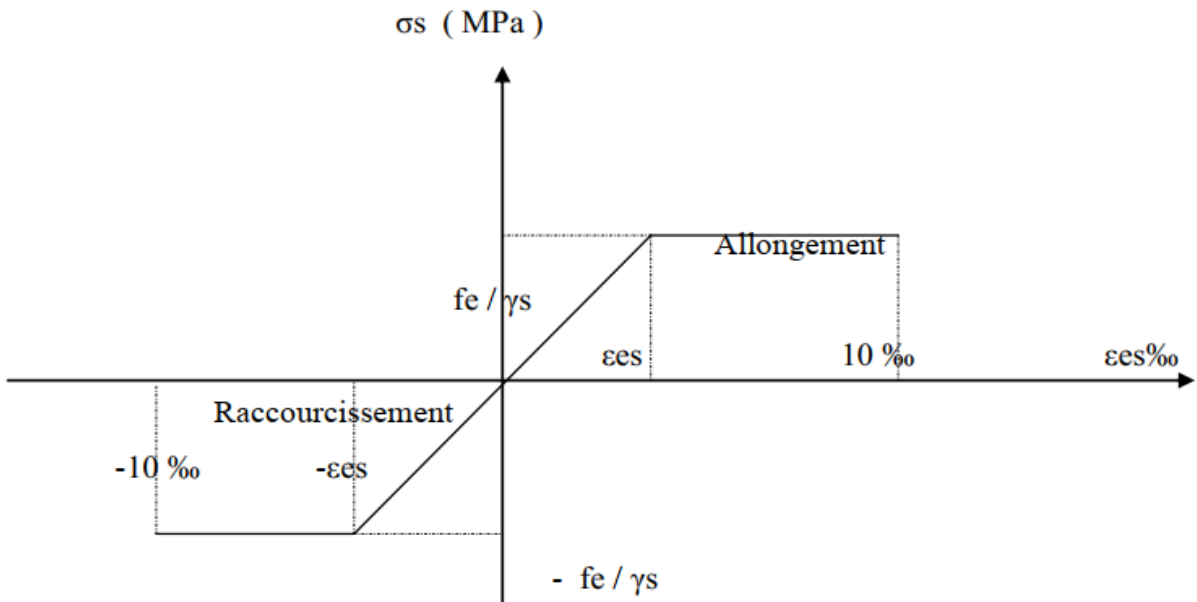


Figure I.5 : Diagramme de contrainte-déformation.

➤..... **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ MPa.

➤..... **Contrainte de calcul à ELUR**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la Figure I.3.

La contrainte de calcul, notée σ_s , qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence (fe = 400 MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤..... **État limite de service à ELS**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

*Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

*Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$;

*Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$.

Avec : η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} ; \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

➤..... **Allongement de rupture**

$\epsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.7. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

I.7.1.États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \text{Flexion composée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.7.3. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.3. Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5 \text{ ‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

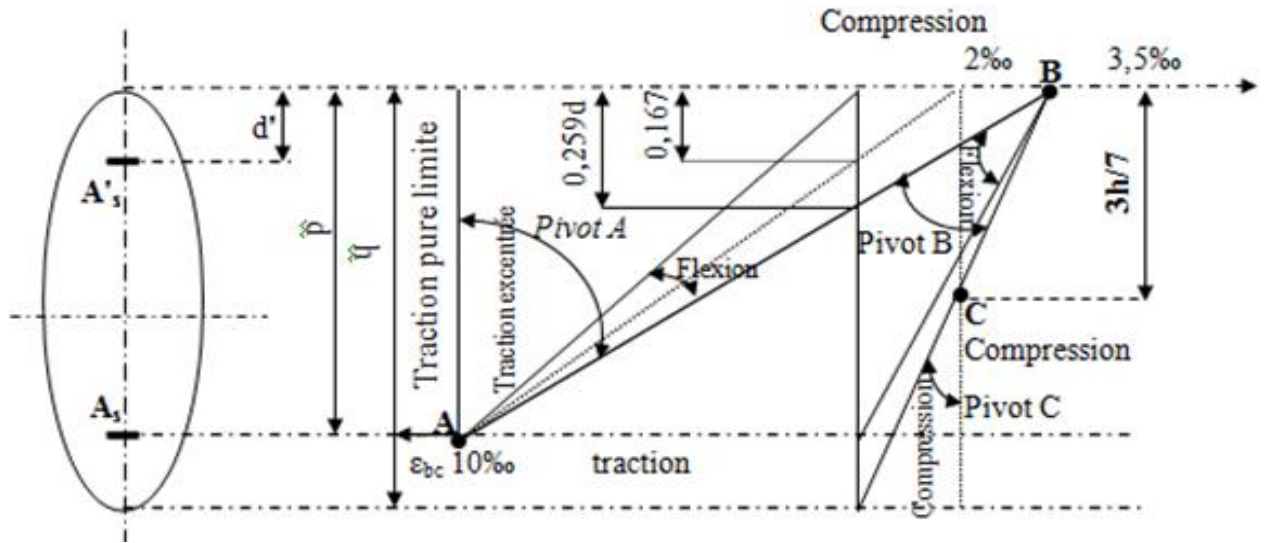


Figure I.6 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.7.4. États limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.7.5. Hypothèses de calcul à E.L.S

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.7.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles (séisme, choc...)

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

b. Les combinaisons de calcul à l'état limites service de résistance

$$P5 = G$$

G : Charge permanente.

Avec : Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet à partir de la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

Chapitre II :

***Pré-dimensionnement et Evaluation
des Charges et des Surcharges***

II.1. Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (**E.L.U**), de stabilité et de durabilité (**E.L.S**) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré-dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (**R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91 modifier 99 et C.B.A 93**). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → **planchers** → **poutrelles** → **poutres** → **poteaux + voiles** → **fondations** → **sol**.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

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

II.2.1 Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux**

C'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

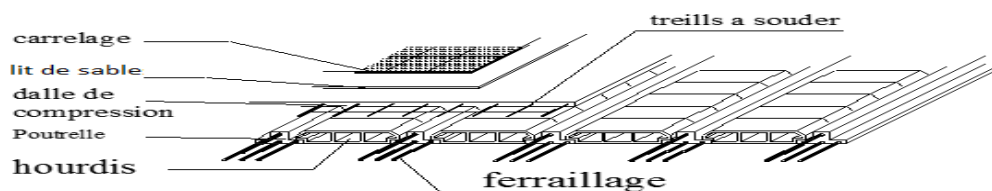


Figure II.1 : Dalle en corps creux.

➤ **Poutrelles**

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

➤ **Dalle de compression**

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

➤ **Treillis soudé**

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

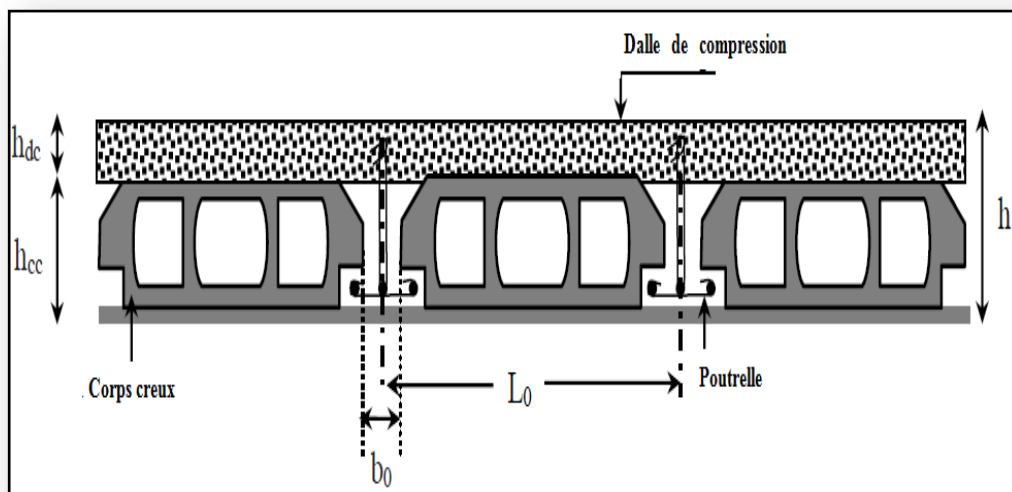


Figure II.2 : Coupe du plancher

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

Condition de rigidité

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

L : La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$ht \geq \frac{375}{22.5} \text{ donc } ht \geq 16.66$$

On prend : $ht = 20$ cm tel que :

- 16 cm : la hauteur de corps creux.
- 4cm : la hauteur de la dalle de compression h_0 .

II.2.2 Dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

Condition de sécurité contre l'incendie

- $e > 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e > 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ;
- $e > 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

Les poutrelles (les nervures)

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

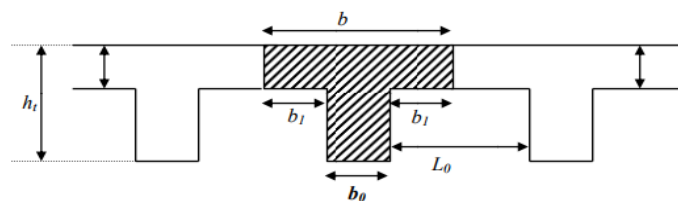


Figure II.3 : Plancher corps creux

b_0 : auteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

❖ D'après BAEL

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend : $b_0=10\text{cm}$

$$b=b_0+2*b_1$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l_{our} = 55 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

L : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{600}{10} = 60\text{cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \end{array} \right. \quad b_1=27.5\text{cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

$$b=b_0+2*b_1 \quad b=2*27.5+10 \quad b=65\text{cm}$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)

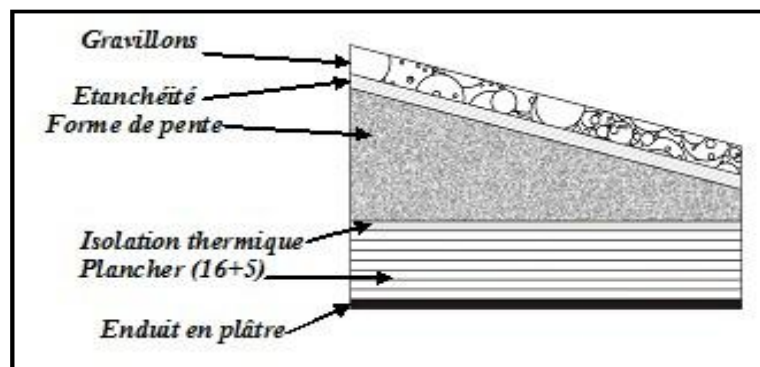


Figure II.4 : Plancher terrasse

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²
1	Protection en gravillon	5	17	0.05×17=0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.02×6=0.12
3	Béton de pente	10	22	0.1×22=2.2
4	Isolation thermique	4	3	0.04×3=0.12
5	Cops creux +dalle de Compression	20		2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	0.02×10=0.2
Totale				G = 6.34 K N/m ²

$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

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

II.3.2. plancher étage courant :(habitation)

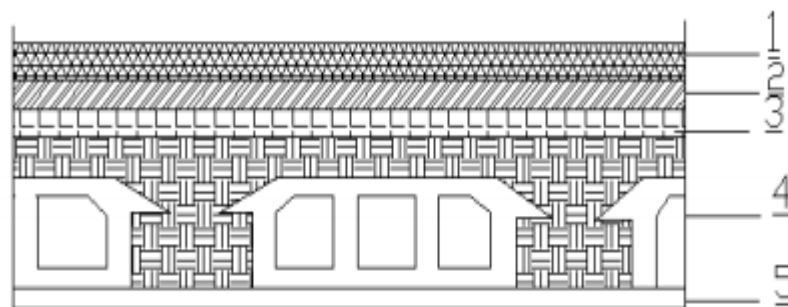


Figure II.5 : plancher étage courant

Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	0.1×9=0.9
2	Revêtement de carrelage	2	20	0.02×20=0.4
3	Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
4	Lit de sable	2	18	0.02×18=0.36
5	Corps creux + dalle de Compression	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	0.02×10=0.20
Totale				G = 5.11KN/m ²
Charge d'exploitation				Q = 1.5 KN/m ²

II.3.3. maçonnerie

a)Murs extérieurs

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	0.1×9=0.9
2	Brique creuse	15	9	0.15×9 = 1.35
3	Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
4	Enduite de plâtre	2	10	0.02×10=0.2
Totale				G = 2.81

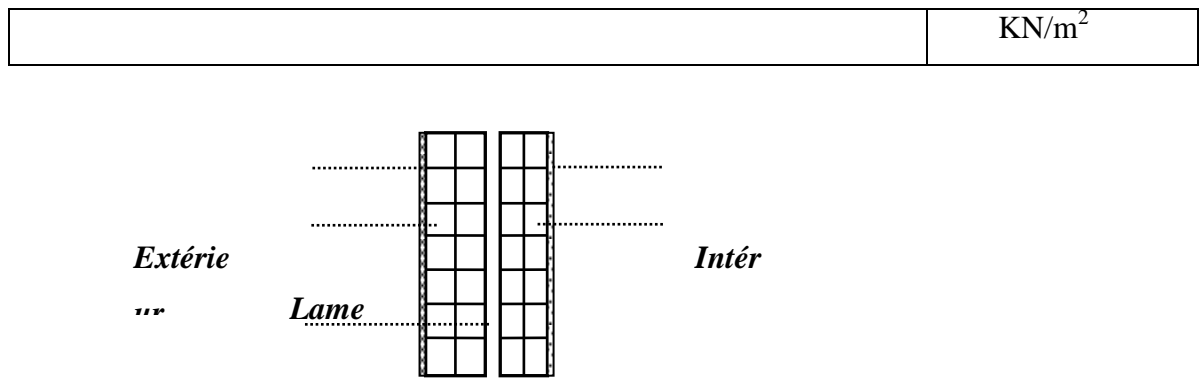


Figure II.6 : remplissage extérieur.

➤ **Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

$$G = 0,7 * 2,81 = 1,967$$

b) *Cloison intérieures*

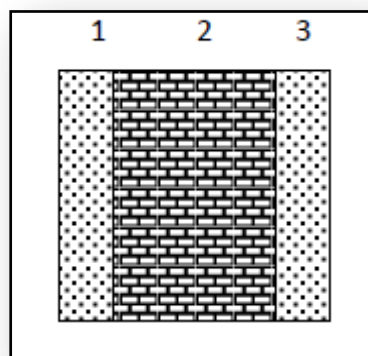


Figure II.7 : Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 * 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 * 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.15 * 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$

Total	G=3.75KN/m2
-------	-------------

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.4.1. Les poutres

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91, tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

1. D'après le BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L \text{ max} = 600cm = 600/15 \leq h \leq 600/10 = > 40cm \leq h \leq 60cm$$

On prend : h = 50cm

La largeur b comprise entre 0.3 h et 0.7 h d'où :

$$0.3(50) < b < 0.7(50) \Rightarrow 15cm < b < 35cm$$

Pour des raisons architecturales, on prend : b= 30.

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=50 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h/b < 4 \quad = 1.66 < 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section des poutres transversales (poutre principales) comme suit :

$(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.4.1.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$L_{\max} = 3.75 \text{ m} \quad = 375/15 \leq h \leq 375/10 \quad 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b est comprise entre 0.3 h et 0.7 h, donc :

$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$

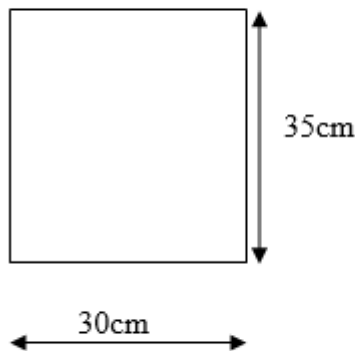
Pour des raisons architecturales, on prend : $b = 30 \text{ cm}.$

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad = > \quad b=30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad = > \quad h= 35 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h/b \leq 4 \quad = > \quad 1.16 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

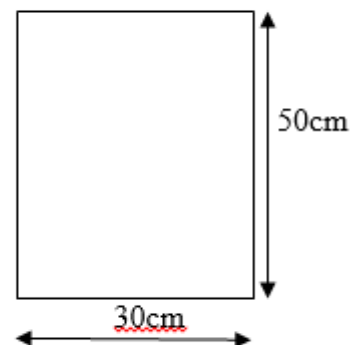
Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où en prend la section de poutre secondaire comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$



Poutre secondaire

$$(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2.$$



Poutre principale

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq N_{uR}$$

N_u : L'effort normal ultime

— N_{uR} : Capacité de résistance ultime

Les poteaux sont généralement dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est celui le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va le déterminer à partir de la descente de charge.

II.4.3. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol support.

La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]

- sous le toit ou la terrasse : Q_0

P1	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
RDC	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05

- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$

- sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

- sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

- sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

- sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80$

$(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ sous le sixième étage ($i = 6$)

: $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

- sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :

$$Q_0 + \frac{3+i}{2i} (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_i)$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 1(\text{KN/m}^2)$$

$$Q_{\text{E. courant}} = 1,5(\text{KN/m}^2)$$

Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante1

Niveau	Charges	Σ des charges	Σ des charges
P3	Q_0	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P2	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P1	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
RDC	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante2

Niveau	Charges	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges
P6	Q_0	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P5	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P4	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P3	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P2	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P1	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
PRDC	Q_6	$\Sigma_5=Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitations pour la variante3

Niveau des	Charges	Dégression des charges par niveau	La charge
P9	Q_0	$\Sigma_0 = q_0$	1,00
P8	Q_1	$\Sigma_1 =q_0+q_1$	2,50
P7	Q_2	$\Sigma_2 =q_0+0,95 (q_1+ q_2)$	3,85
P6	Q_3	$\Sigma_3 =q_0+0,90 (q_1+ q_2+ q_3)$	5,05
P5	Q_4	$\Sigma_4 =q_0+0,85 (q_1+ q_2+ q_3 + q_4)$	6,10
P4	Q_5	$\Sigma_5 =q_0+0,80 (q_1+ q_2+ q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
P3	Q_6	$\Sigma_6 = q_0+0,75 (q_1+ q_2+ q_3 + q_4+ q_5 + q_6)$	7,75
P2	Q_7	$\Sigma_7 = q_0+0,71(q_1+ q_2+ q_3 +q_4+ q_5 + q_6+ q_7)$	8,50
P1	Q_8	$\Sigma_8 =q_0+0,69 (q_1+q_2++q_8)$	9,28

RDC	Q ₉	$\sum_9 = q_0 + 0,67 (q_1 + q_2 + \dots + q_9)$	10,05
-----	----------------	---	-------

poteau le plus sollicité (C20) :

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage 2,95/2

Soit S La surface supportée par le poteau (C,5)

$$SQ = (3.75/2 + 2.95/2) * (4.7/2 + 6/2) = 17.92 \text{ m}^2$$

la longueur de la poutre principale et secondaire 3.75

$$l_{pp} = 1.88 + 1.48 = 3.36$$

$$l_{ps} = 2.35 + 3 = 5.35$$

a) Poids des planchers :

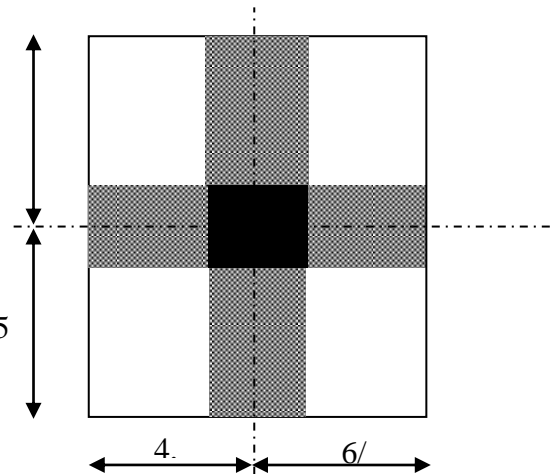
$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } G_T \times S_g = 6.34 * 17.92 = 113.61 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation) : } G_{\text{étage}} \times S_g = 5.11 * 17.92 = 91.57 \text{ KN}$$

b) Poids des poutres :

$$G_{pp} = l_{pp} * \gamma * b * h = 0.3 * 0.50 * 3.36 * 25 = 12.6$$

$$G_{ps} = l_{ps} * \gamma * b * h = 0.3 * 0.35 * 5.35 * 25 = 14.04$$



Variante 1 :

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant variante 1 comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40*40
Etage courant	40*40

Tableau II.8 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicite variant 1.

TIO	SEC	Elément	G _i (KN)	∑G _i (KN)	∑Q _i (KN)
N1		-Plancher terrasse : G _T *S _g =6.34*17.92	113.61	140.25	17.92*1=17.92
		-Poutre secondaire	14.04		
		Poutre principale : G _{pp} =			

	$l_{pp} * b * h * \gamma_b =$ $5.70 * 0.3 * 0.5 * 25$	12.6		
N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.4 * 0.6 * 25$ $3.06 * 25 * 0.4 * 0.4$	140.25 12.24	152.49	17.92
N3	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	152.49 91.57 14.04 12.6	270.7	$17.92 * 2.5 = 44.8$
N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau $3.06 * 0.4 * 0.4 * 25$	270.7 12.24	282.94	44.8
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	282.94 91.57 14.04 12.6	401.15	$17.92 * 3.85 = 68.99$
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau $3.06 * 0.4 * 0.4 * 25$	401.15 12.24	413.39	68.99
N7	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	413.39 91.57 14.04 12.6	531.6	$17.92 * 5.05 = 90.49$
N8	- Venant : N 7 Poids propre du poteau $3.4 * 0.4 * 0.4 * 25$	531.6 13.6	545.2	90.49

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

• **Pour leRDC**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 545.2 + 1.5 \cdot 90.49 = 871.75 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 635.69 \text{ kn}$$

$$N_u = 871.75 \cdot 1.1 \Rightarrow N_u = 958.92 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 635.69 \cdot 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 699.26 \text{ KN}$$

➤ **vérification de la section du poteau**

a. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$\overline{Nu} \leq Nu = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times h_0$ avec : $h_0 = 3.4$
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s= 0.8\% \times Br$. Selon le "Le RPA 99 version 2003"Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que :

$$Br \geq Br_{cal} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC et celles les poteaux de l'étage courant sont représentées dans les tableaux II.7 et 8.

Tableau II.8.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda_{\leq 50}$	a	B_r (m ²)	$B_{r,calc}$	$Br \geq B_{r,cal}$
2.38	958.92	0.17	14	Condition vérifiée	0.82	0.22	0.054	Vérifie

Tableau II.8.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda_{\leq 50}$	a	B_r (m ²)	$B_{r,calc}$	$Br \geq B_{r,cal}$
2.142	958.92	0.17	12.6	Condition vérifié	0.83	0.22	0.054	Vérifier

b. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- Pour le RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Pour un étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40*40
Etage courant	40*40

Variant 2

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant variante 2 comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC+ (1 ^{er} +2 ^{eme}) étage	45*45
(3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme} +6 ^{eme}) étage	40*40

Tableau II.9 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité variante 2.

Se ni	Elément	G _i (KN)	ΣG _i (KN)	ΣQi (KN)
N1	-Plancher terrasse : G _T *S _g =6.34*1 7.92	113.61	140.25	17.92*1=17.92
	-Poutre secondaire Poutre principale : G _{pp} = l _{pp} * b * h * γ _b = 5.70 * 0.3 * 0.5 * 25	14.04		
		12.6		

N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.4 * 0.6 * 25$ $0.4*0.4*3.06*25$	140.25 12.24	152.4 9	17.92
N3	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	152.49 91.57 14.04 12.6	270.7	$17.92*2.5=44.8$
N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau $0.4*0.4*3.06*25$	270.7 12.24	282.94	44.8
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	282.94 91.57 14.04 12.6	401.15	$17.92*3.85=68.99$
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau $0.4*0.4*3.06*25$	401.15 12.24	413.39	68.99
N7	Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	413.39 91.57 14.04 12.6	531.6	$17.92*5.05=90.49$
N8	Venant : N 7 Poids propre du poteau $0.4*0.4*3.06*25$	531.6 12.24	543.84	90.49
N9	Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	543.84 91.57 14.04 12.6	662.05	$17.92*6.10=109.31$
N10	Venant : N 9 Poids propre du poteau $0.4*0.5*3.06*25$	686.53 15.3	701.8 3	109.31
N11	Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	701.83 91.57 14.04 12.6	820.04	$17.92*7=125.44$
N12	Venant : N 11 Poids propre du poteau $0.4*0.5*3.06*25$	820.04 15.3	835.34	125.44
N13	Venant : N 12 Plancher étage	835.34		$17.92*7.5=134.4$

	- Poutre secondaire	91.57	953.55	
	Poutre principale	14.04		
		12.6		
N14	Venant : N 13 Poids propre du poteau 3.4*0.5*0.4*25	953.55 17	970.55	134.4

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

• **Pour leRDC**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35*970.55 + 1.5*134.4 = 1511.84KN$$

$$N_s = G + Q = 1104.95kn$$

$$N_u = 1511.84 * 1.1 \Rightarrow N_u = 1663.024KN$$

$$N_{ser} = 1104.95 * 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 1215.44 KN$$

Tableau II.9.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.

L _f (m)	N _u (kn)	i(m)	λ	λ ≤ 50	a	B _r (m ²)	B _r .calc	Br ≥ Br.cal
2.38	1663.024	0.17	14	CV	0.82	0.22	0.094	CV

Tableau II.9.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

L _f (m)	N _u (kn)	i(m)	λ	λ ≤ 50	a	B _r (m ²)	B _r .calc	Br ≥ Br.cal
2.142	1663.024	0.17	12.6	CV	0.83	0.22	0.094	CV

Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour le RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40cm \geq 25cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40cm > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0.67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Pour un étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0.67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC+ (1 ^{er} +2 ^{eme}) étage	45*45
(3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme} +6 ^{eme}) étage	40*40

Variante 3 :

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC+ (1 ^{er} +2 ^{eme}) étage	50*50
(3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme}) étage	45*45
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme} +9 ^{eme}) étage	40*40

Tableau II.10 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité variant3.

Se cti	Elément	G _i (KN)	ΣG _i (KN)	ΣQ _i (KN)
N1	-Plancher terrasse :G _T *S _g =6.34*1 7.92	113.61	140.25	17.92*1=17.92
	-Poutre secondaire Poutre principale : G _{pp} = l _{pp} * b * h * γ _b = 5.70 * 0.3 * 0.5 * 25	14.04 12.6		
N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau G _{pot} = 3.06 * 0.4 * 0.6 * 25 3.06*0.4*0.4*25	140.25 12.24	152.49	17.92
N3	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	152.49 91.57 14.04 12.6	270.7	17.92*2.5=44.8

N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.4	270.7 12.24	282.94	44.8
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	282.94 91.57 14.04 12.6	401.15	17.92*3.85=68.99
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.4*25	401.15 12.24	413.39	68.99
N7	Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	413.39 91.57 14.04 12.6	531.6	17.92*5.05=90.49
N8	Venant : N 7 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.4*25	531.6 12.24	543.84	90.49
N9	Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	543.84 91.57 14.04 12.6	662.05	17.92*6.10=109.31
N10	Venant : N 9 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.5*25	686.53 15.3	701.83	109.31
N11	Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	701.83 91.57 14.04 12.6	820.04	17.92*7=125.44
N12	Venant : N 11 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.5*25	820.04 15.3	835.34	125.44
N13	Venant : N 12 Plancher étage - Poutre secondaire Poutre principale	835.34 91.57 14.04 12.6	953.55	17.92*7.75=138.88
N14	Venant : N 13 Poids propre du poteau 3.06*0.4*0.5*25	953.55 15.3	968.85	138.88

N15	Venant : N 14	968.85	1087.06	17.92*8.5=152.32
	Plancher étage	91.57		
	Poutre secondaire	14.04		
	Poutre principale	12.6		
N16	Venant : N 15	1087.0	1105.42	152.32
	Poids propre du poteau	6		
	3.06*0.4*0.6*25	18.36		
N17	Venant : N 16	1105.4	1223.63	17.92*9.28=166.29
	Plancher étage	2		
	- Poutre secondaire	91.57		
	Poutre principale	14.04		
N18	Venant : N 17	1223.6	1242.26	166.29
	Poids propre du poteau	3		
	3.06*0.4*0.6*25	18.36		
N19	Venant : N 18	1242.26	1360.47	17.92*10.05=180.09
	Plancher étage	91.57		
	- Poutre secondaire	14.04		
	Poutre principale	12.6		
N20	Venant : N 19	1360.47	1380.87	180.09
	Poids propre du poteau	20.4		
	3.4*0.6*0.4*25			

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

- **Pour le RDC**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35*1380.87 + 1.5*180.09 = 2134.30 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1560.96 \text{ kn}$$

$$N_u = 2134.30 * 1.1 \Rightarrow N_u = 2347.73 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1560.96 * 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 1717.056 \text{ KN}$$

Tableau II.10.1 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda \leq 50$	a	B_r (m ²)	$B_{r,calc}$	$B_r \geq B_{r,cal}$
2.38	2347.73	0.17	14	CV	0.82	0.22	0.13	CV

Tableau II.10.2 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

L_f (m)	N_u (kn)	i (m)	λ	$\lambda \leq 50$	a	B_r (m ²)	B_r ,calc	$B_r \geq B_{r,cal}$
2.142	2347.73	0.17	12.6	CV	0.83	0.22	0.13	CV

c. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0.67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Pour un étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0.67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC+(1 ^{er} +2 ^{eme}) étage	50*50
(3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme}) étage	45*45
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme} +9 ^{eme}) étage	40*40

II.4.4. Pré dimensionnement du voile

Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérer comme des éléments satisfaisant à la condition suivante de RPA99V2003 : $L \geq 4a$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseur minimale du voile (a min =15cm).

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

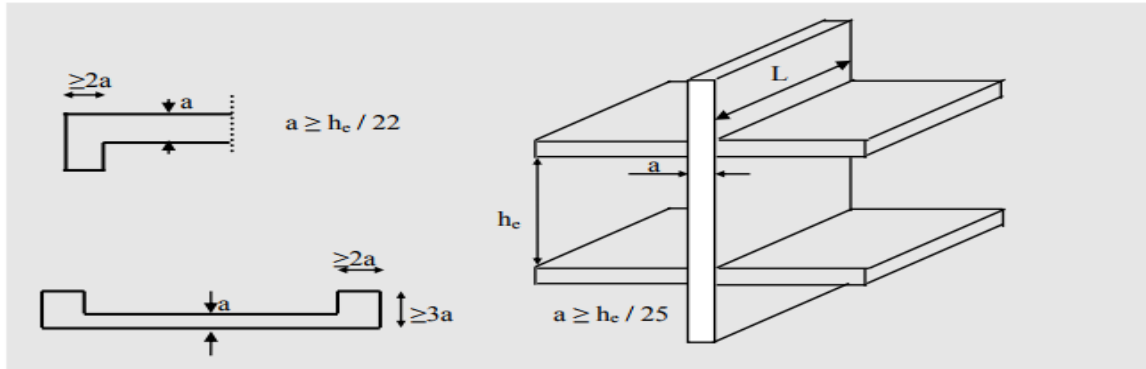


Figure II.7 : Pré dimensionnement des voiles

- Pour RDC:

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 340$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{340}{25} = 13.6 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{340}{22} = 15.45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$a \geq (13.6 \text{ cm} ; 15.45 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

- Pour les restes des étages :

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 306$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.91 \text{ cm} \end{array} \right. \quad a \geq (12.24 \text{ cm} ; 13.91 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

L'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : **a = 20 cm**

II.5 Conclusion

On a basé dans ce chapitre sur le pré dimensionnement des éléments principaux de notre projet à l'aide des différents règlements tels que le règlement parasismique algérien RPA99 modifié et le BAEL91. Ce chapitre est considéré comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
 - Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.
- L'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. l'acrotère

III.2.1.Introduction

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encadrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculé comme une console encadrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée a la condition du **RPA99 V2003**.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment due à la surcharge (**Q**)

Il a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- Aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

III.2.2.Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

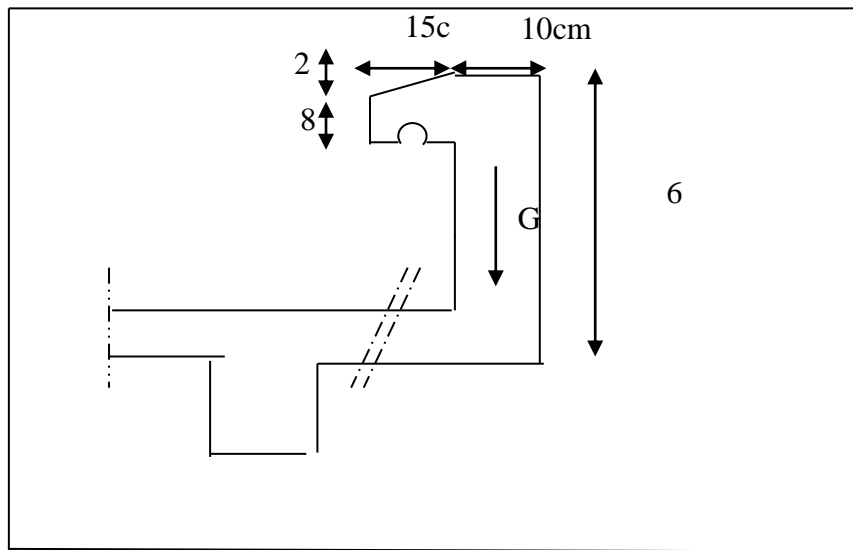


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

III.2.3. Evaluation des charges

- Charge permanente

$$S = [0.6 \times 0.1 + (0.02 \times 0.15)/2 + 0.08 \times 0.15] \Rightarrow S = 0.073 \text{ m}^2$$

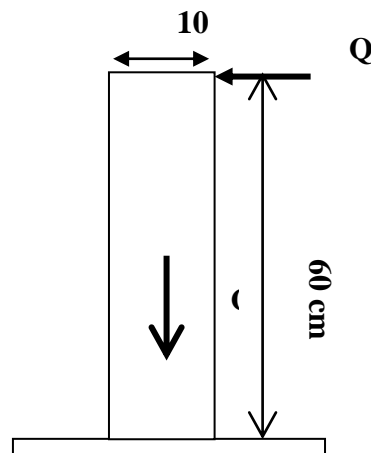


Figure III.2 : Evaluation des charges

$$G = S \times 25 = 0.073 \times 25 \Rightarrow G = 1.825 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

La main courante de personne $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Poids propre (effort normal) : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,825 = 2,46 \text{ KN/ml}$

$$N_u = 2,46 \text{ KN/ml}$$

-Le moment :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,46} = 0,366\text{m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,366\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,46 \times \left(0,366 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,46 - 0,9 = -0,74 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 13,60 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 23,80 \text{ KN.m}$$

$$-0,74 \text{ KN.m} < 23,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,9 \times 10^3 / 100 \times (9)^2 \times 13,60 = 0,008$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec : } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu=0,008 \Rightarrow \beta=0,996$$

On calcul :

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,9 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,288 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,288 - \frac{2,46 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

$$N_{ser} = G = 1,825 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,825 = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45 d}{e_{ser} - 0,185 d} \times 0,23 = A_{smin} = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0,45 \times 9}{33 - 0,185 \times 9} \times 0,23 = 0,97$$

cm²/ml

\Rightarrow On adopte **6T8** $\rightarrow A_s = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec **St = 30cm**

➤ **Les armatures de répartition :**

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_r = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

\Rightarrow On adopte **6T6** $\rightarrow A_s = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification des contraintes (E. L. S) :**

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e - c + \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 1,825 \left(0,32 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,638 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 0,638 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

- $\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$
- $50y_1^2 - 15 \times 1.70(9 - y_1) = 0 \rightarrow 50y_1^2 + 25.5y_1 - 229.5 = 0$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (25.5)^2 - 4(50)(-229.5) \rightarrow \Delta = 46550.25$$

Donc :

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-25.5 - \sqrt{46550.25}}{2(50)} = -2,41$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-25.5 + \sqrt{46550.25}}{2(50)} = 1.92$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (1.92)^3}{3} + 15 \times 1.70 \times (9 - 1.92)$$

$$I = 416.47 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{600}{416.47} \times 1.92 = 2.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 14,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 14,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.77 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 14,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

η : Coefficient de fissuration pour HA $\emptyset \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \eta = 1,6$

$$\sigma_{st}^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st}^- = \min (267 \text{ MPa}; 201.6 \text{ MPa}) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{600}{416.47} (9 - 1.92) = 153 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 153 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 201.6 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

⇒ Le ferrailage des armatures 6T6 par 6T8

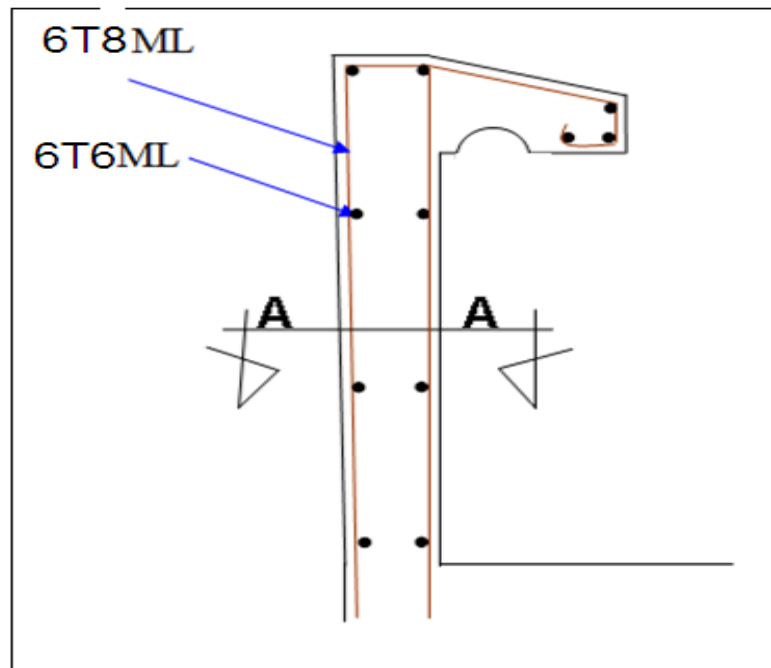


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

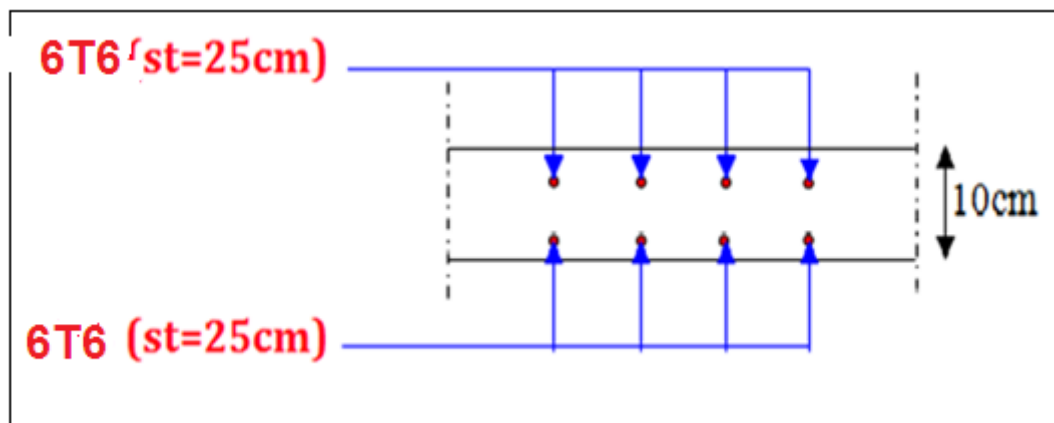


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère (coup A-A)

III.3. Etude d'escalier

III.3.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.3.2. Description

L'escalier se compose généralement par :

- **Emmarchement** : La largeur praticable de l'escalier qui correspond à la grande dimension de la marche.
- **Hauteur de marche** : Distance verticale séparant le dessus des deux marches successives (16cm à 21cm).
- **Giron** : Distance horizontale entre deux nez de deux marches successives (25cm à 32cm).
- **Marche** : Surface sur le quelle le poids se pose.
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche inférieur à 20mm.
- **Palier** : Plan horizontal plus large, si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment.
- **Volée** : Ensemble des marches successives.
- **Ligne de foulée** : Ligne théorique représentant le parcours usuel.
- **Paillasse** : Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

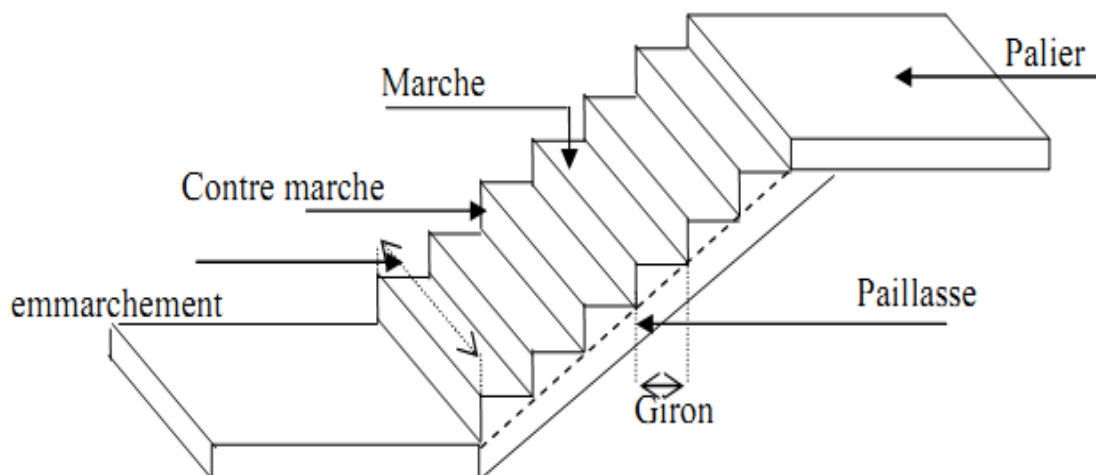


Figure III.5 : Schéma de l'escalier

III.3.3. Dimensions de l'escalier

Dans notre projet il existe deux types d'escaliers

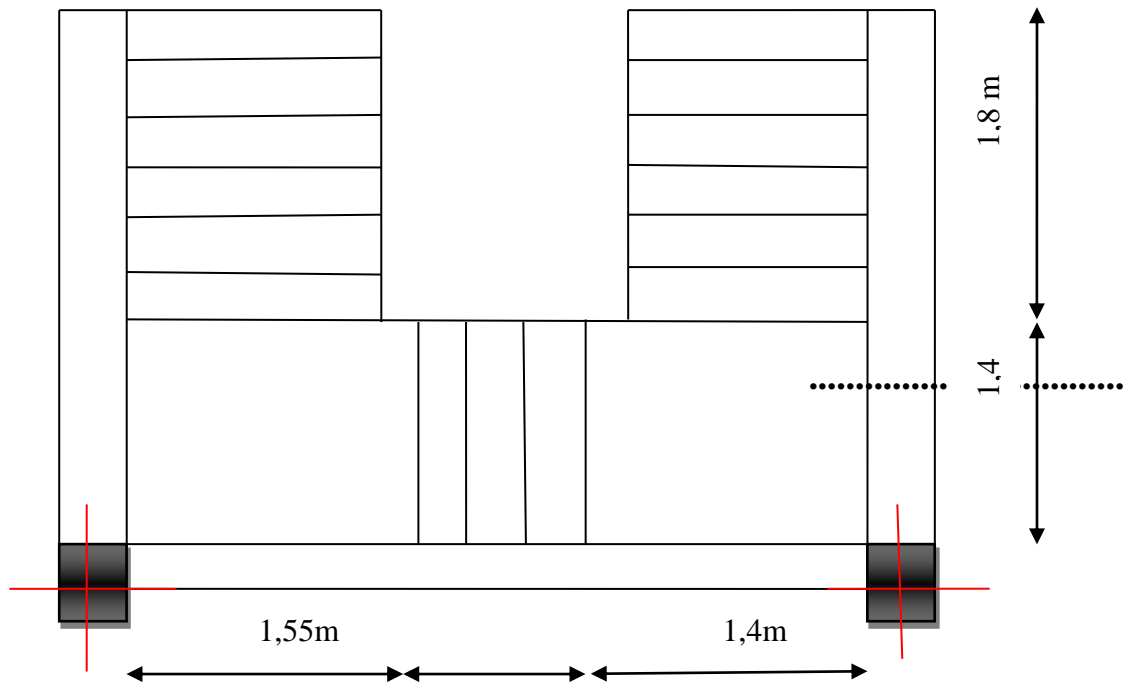


Figure III .6: Dimension des escaliers

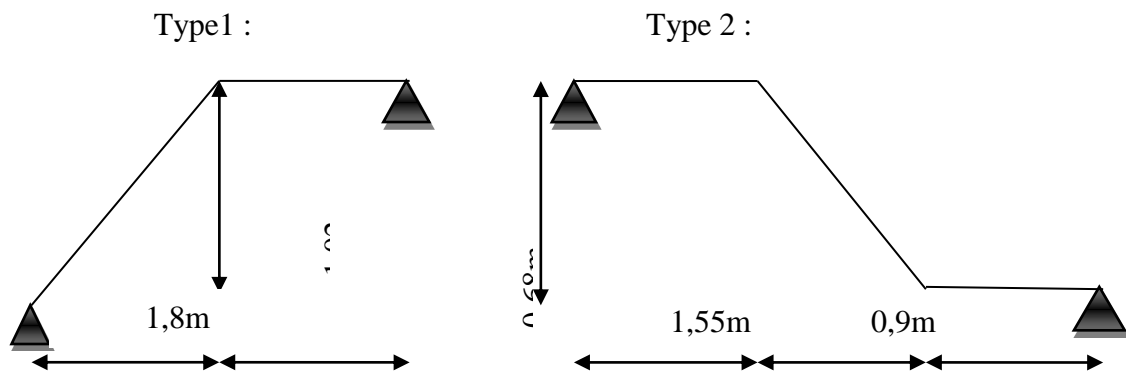


Figure III .7: schéma statique de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec:

h: hauteur de la marche (contre marche),

g: largeur de la marche,

On prend $2h+g = 64 \text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L: projection horizontale de la longueur total du volée: $L = (n - 1)g$

III.3.4. Etude l'escalier (Type 1)

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a: } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (1)$$

$$\text{Avec : } m=64 \quad \text{et } H= 102 \text{ cm} \quad \text{et } L= 180 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 180) n + 2 \times 102 = 0$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient: } 64n^2 - 448n + 204 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 448^2 - 4 \times 64 \times 204 = 148480$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{148480} = 385,33$$

$$n = \frac{448 + 385,33}{2 \times 64} = 7$$

on adopte $n = 7$ nombre de contre marche .

Donc : le nombre de marche $n-1= 6$ marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30\text{cm. et } h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}$$

D' après la formule de BLONDEL on a:

$$59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ condition vérifiée.

a.2) Epaisseur de pailasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{180} = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,54 \rightarrow \cos \alpha = 0,870^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{180}{0,870} = 206,89\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 6,89\text{cm} \leq e \leq 10,34\text{cm}$$

On prende = **12cm.**

➤ **a.3) Epaisseur du palier**

$$e = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,870} = 13,79\text{cm}$$

$$e = 14$$

b) Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2

b.1) Pailasse

Tableau III.2 : Charges et surcharge du paillasse (Type1).

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
Carrelage horizontal	2	20	0.02×20=0.4
Carrelage vertical	2	20	0.02×20=0.4
Mortier de pose horizontal	2	20	0.02×20=0.4
Mortier de pose vertical	2	20	0.02×20=0.4
Poids propre de marche (17/2)	/	/	(17/2)×25= 2.125
Poids de paillasse (e.25.1m.cos α)	/	/	0.12 x 25 x 1 x 0.870 = 2,61
Enduit de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Garde-corps			0.40
Total G			6,69
Total Q			2.50

b.2) La palier

Tableau III.3 : Charges et surcharge du palier (Type1).

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN / m ²)
1 Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
2 Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
3 Couche de sable	2	18	0.02x18=0.36
3 Poids propre de palier	14	25	0.14×25=3,5

4	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Totale G				G = 4,52
Totale Q				Q = 2.5

c) Combinaisons de charge

Tableau III.4 : Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/ m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/ m ²) G + Q
Paillasse	6,69	2.50	12,78	9,19
Palier	4,52	2.50	9,85	7.02

III.3.5. Calcul des sollicitations

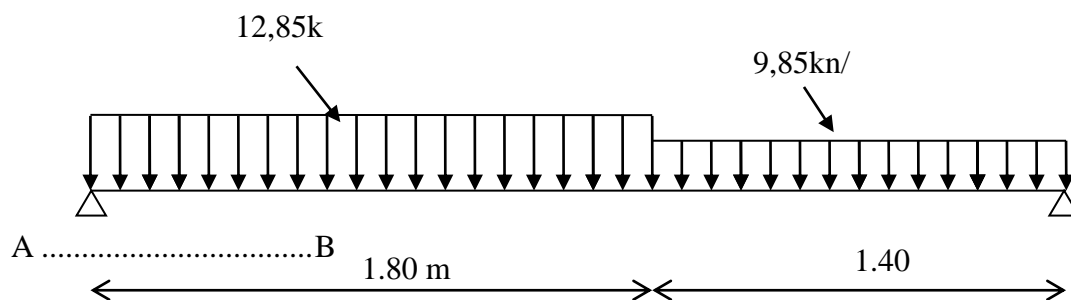


Figure III.8 : Schéma statique à ELU

Calcul les réactions d'appuis

➤ **ELU :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 12,78 \times 1,8 + 9,85 \times 1,4 = 36,79 \text{ KN.}$$

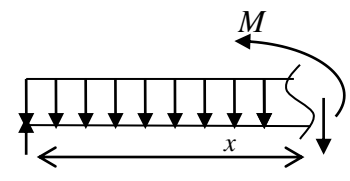
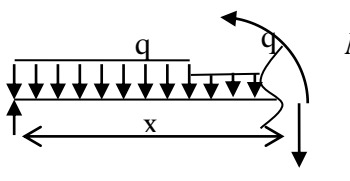
$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3,2 = 9,85 \times 1,4 \times 2,5 + 12,78 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_A = \frac{55,18}{2,4} = 17,24 \text{ kN.m}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_a \times 3,2 = 9,85 \times 1,4 \times 0,7 + 12,78 \times 1,8 \times 2,3$$

$$R_B = \frac{62,56}{2,4} = 19,55 \text{ kN.m}$$

Tableau III.5 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,8$ m	 <p style="text-align: center;">19,55kN</p>	$T(x) = 19,55 - 12,78x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,53\text{m}$ $T(0) = R_A = 19,55\text{kN}$ $T(1,8) = -3,45\text{kN}$	$M(x) = 19,55x - 12,78 \frac{x^2}{2}$ $M(x=1,53) = 14,95$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 14,49\text{kN.m}$
$1,8 \leq x \leq 3,2$ m	 <p style="text-align: center;">19,55kN</p>	$T(x) = -17,24 + 9,85(3,2 - x)$ $x = 1,8 \Rightarrow T(x) = -3,45$ $x = 3,2 \Rightarrow T = -17,24$	$M(x) = -17,24(3,2 - x) - 9,85 \times \frac{(3,2 - x)^2}{2}$ $M(3,2) = 0\text{kN.m}$ $M(1,8) = 14,48\text{kN.m}$

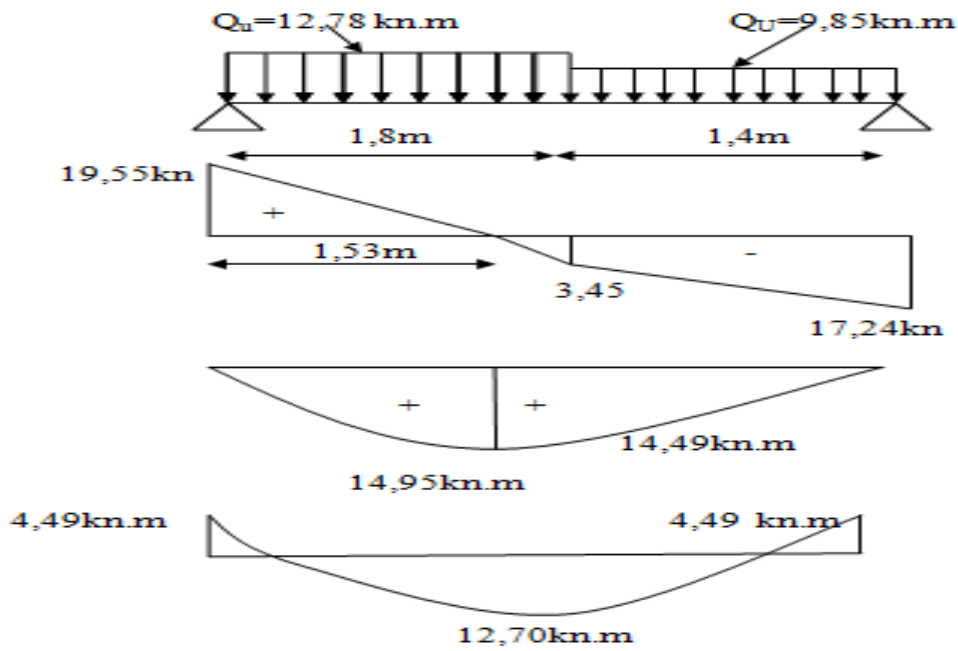


Figure III.09 : Diagrammes moments et efforts tranchant.

Donc: $M_{\max} = 14,95 \text{ KN.m}$.

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 14,95 = 4,49 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 14,95 = 12,70 \text{ KN.m}$.

$T_{\max} = 19,55 \text{ KN}$.

Calcul les réactions d'appuis :

➤ **ELS:**

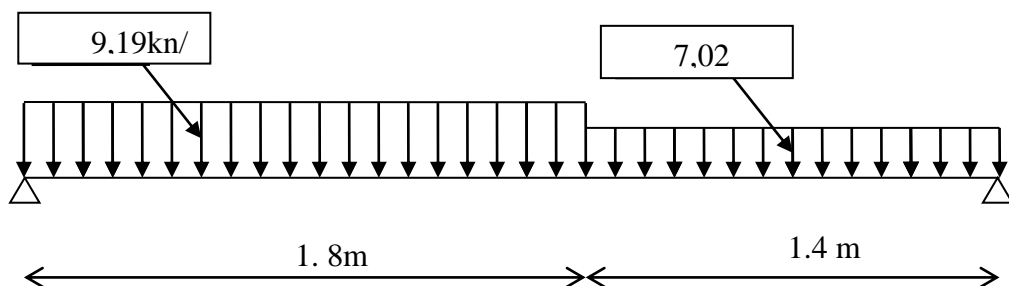


Figure III.10 : Schéma statique a ELS.

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 9,19 \times 1,8 + 7,02 \times 1,4 = 26,37 \text{KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3,2 = 7,02 \times 1,4 \times 2,5 + 9,19 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_B = \frac{39,46}{3,2} = 12,33 \text{KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_A \times 3,2 = 7,02 \times 1,4 \times 0,7 + 9,19 \times 1,8 \times 2,3$$

$$R_A = \frac{44,93}{2,4} = 14,04 \text{ KN}$$

Tableau III.6 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELS

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$		$T(x) = 14,04 - 9,19x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,53 \text{m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 14,04$ $X=(1,8) \Rightarrow T(x) = -2,5$	$M(x) = R_A \cdot x - 9,19x^2/2$ $M(x=1,53) = 10,72$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 10,38$
$1,8 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$		$T(x) = -12,32 + 7,02(3,2 - x)$ $x = 1,8 \Rightarrow T(x) = -2,5$ $x = 3,2 \Rightarrow T = 12,32$	$M(x) = -12,32 \cdot x - 7,02x^2/2$ $M(1,8) = 10,38 \text{ kn.m}$ $M(3,2) = 0 \text{ kn.m}$

Donc: $M_{\max} = 10,72 \text{KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 10,72 = 3,22 \text{ KN.m.}$

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 10,72 = 9,112 \text{ KN.m.}$

$T_{\max} = 14,04 \text{ KN.}$

III.3.6 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage est fait sous une flexion simple. L'escalier travail comme une poutre d'une section $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d=9\text{cm}$; $c=h-d=1\text{cm}$

❖ **ELU :**

En travée :

$$M_t = 12,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,70 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,70 \times 10^6}{348 \times 0,942 \times 90} = 430,46 \text{ mm}^2 = 4,30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{ mm}^2 = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,087 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = 4,30 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = \mathbf{4T8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) : (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

Sur appui :

$$M_a = 4,49 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,49 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,4 \times 10^6}{348 \times 0,980 \times 90} = 146,28 \text{ mm}^2 = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{ mm}^2 = 1,0867 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,0867 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = 1,46 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = \mathbf{3T10} = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $\mathbf{e = 20\text{cm}}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On prend : $\mathbf{A_r = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2}$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) : (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $\mathbf{e = 20\text{cm}}$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{19,55 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,217 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,217\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifié.

Armatures transversales

$$\tau = 0,217\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

III.3.7. Vérification des contraintes**➤ Sur travée****Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en travée**

Moment service	M_{ser}	9,11 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,02 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,02 \times 9 = 18,36 \text{ cm}^2$ $Y = -1,02 + \sqrt{1,02^2 + 18,36} = 3,38 \text{ cm}$	3,38 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4504,02$	4504,02cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I = 2,02$	2,02
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 6,82$	6,82 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y) = 170,3$	170,3 MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	6,82 < 15 vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	170,3 < 400

➤ Sur appuis :

Tableau III.8 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en appuis.

Moment service	M_{ser}	3,23 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{100} = 0,354 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,354 \times 9 = 6,372 \text{ cm}^2$ $Y = -0,35 + \sqrt{0,35^2 + 6,37} = 2,19 \text{ cm}$	2,19 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	1991,83 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	1,62
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,55 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	165,48 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	3,55 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	165,48 < 400

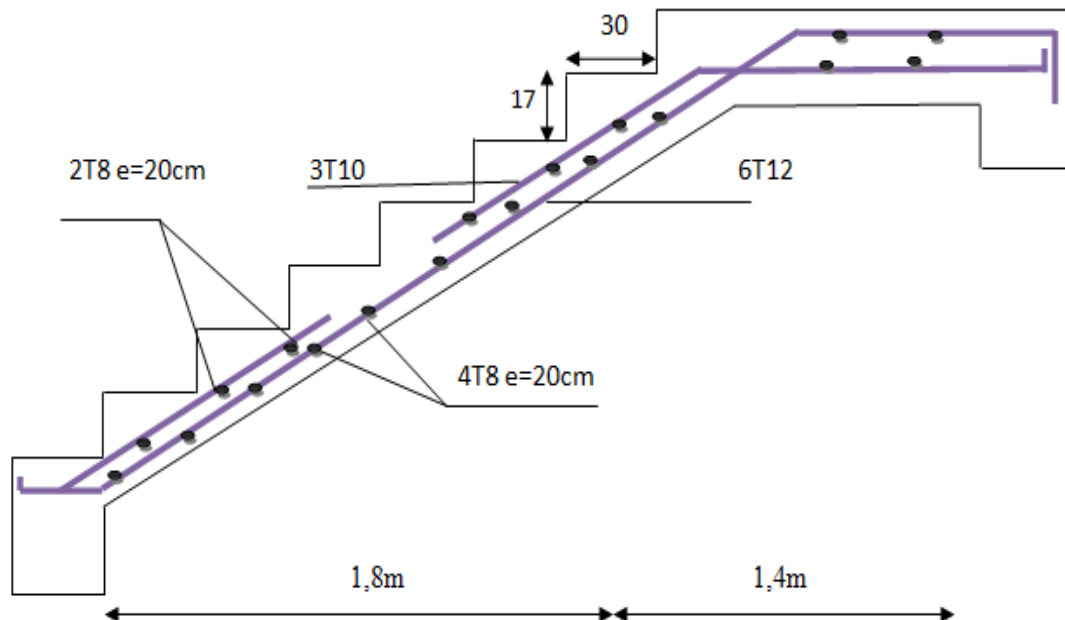


Figure III.11 : Schéma de ferrailages d'escaliers (types 1).

III.3.8. Etude l'escalier (Type 2)

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a: } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \quad \dots (1)$$

$$\text{Avec: } m=64 \quad \text{et } H=68 \text{ cm} \quad \text{et } L=90 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90) n + 2 \times 68 = 0$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient: } 64n^2 - 290n + 136 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 290^2 - 4 \times 64 \times 136 = 49284$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{49284} = 222$$

$$n = \frac{290 + 222}{2 \times 64} = 4$$

on adopte $n = 4$ nombre de contre marche .

Donc : le nombre de marche $n-1=3$ marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{90}{4-1} = 30\text{cm. et } h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} = 17\text{cm}$$

D' après la formule de BLONDEL on a :

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

$$59 \leq 34+30 \leq 66 \dots\dots\dots\text{condition}$$

vérifiée.

a.2) Epaisseur de paillese :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{90} = 0,76 \rightarrow \alpha = 37,07^\circ \rightarrow \cos\alpha = 0,798$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{90}{0,798} = 112,78\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 3,75\text{cm} \leq e \leq 5,64\text{cm}$$

On prende = **15cm.**

a.3)Epaisseur du palier

$$e = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,798}$$

$$e = 15\text{cm}$$

b)Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2

b.1) Paillese

Tableau III.9 : Charges et surcharge du paillasse (Type 2)

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
	Carrelage horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Carrelage vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Mortier de pose horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Mortier de pose vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Poids propre de marche (17/2)	/	/	$(17/2) \times 25 = 2.125$
	Poids de paillasse (e.25.1m.cos α)	/	/	$0.15 \times 25 \times 1 \times 0.843 = 3.16 \text{ KN/m}^2$.
	Enduit de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
	Garde-corps	/	/	0.40
Total				G=7.65KN/m²
				Q=2.50KN/m²

b.2) La palier**Tableau III.10: Charges et surcharge du palier (type 2)**

Élément		Épaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
	Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
	Poids propre de palier	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Totale				G = 5.27KN/m²
				Q = 2.5KN/m²

c) Combinaisons de charge

Tableau III.11 : Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m ²) G + Q
Paillasse	7.65	2.50	14.08	10.15
Palier	5.27	2.50	10.86	7.77

III.3.9. calcul des sollicitations

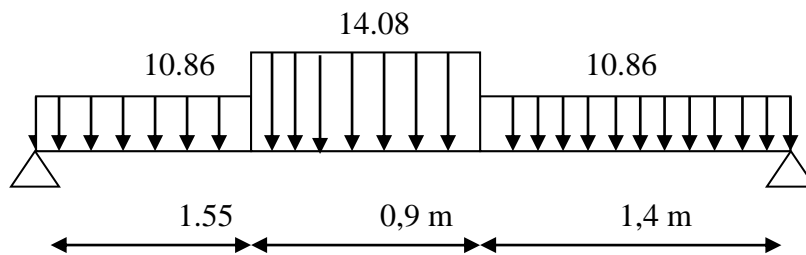


Figure III.12 : Schéma statique à ELU

Calcul les réactions d'appuis

➤ ELU :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 10.86 \times 1.55 + 14.08 \times 0.9 + 10.86 \times 1.4 = 44.71 \text{ KN.}$$

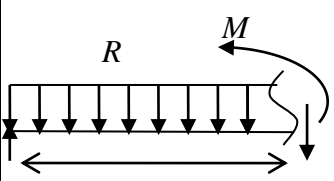
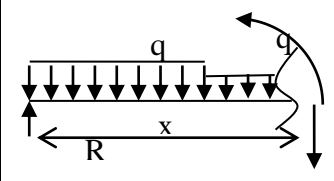
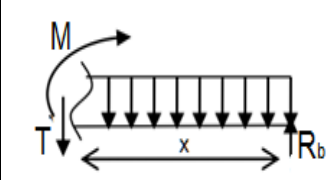
$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3.85 = 10.86 \times 1.55 \times 0.78 + 14.08 \times 0.9 \times 2 + 10.86 \times 1.4 \times 3.15$$

$$R_b = \frac{86.37}{3.85} = 22.43 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{b} = 0 \Rightarrow R_a \times 3.85 = 10.86 \times 1.55 \times 3.08 + 14.08 \times 0.9 \times 1.85 + 10.86 \times 1.4 \times 0.7$$

$$R_a = \frac{85.93}{3.85} = 22.32 \text{ KN}$$

Tableau III.12 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU .

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,55$ m		$T(x) = 22,32 - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,06 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 22,32$ $X=(1,55) \Rightarrow T(x) = 5,49$	$M(x) = 22,32 \cdot x - 10,86 \times \frac{x^2}{2}$ $M(x=2,06) = 22,94$ $M(0) = 0$ $M(1,55) = 21,55$
$1,55 \leq x \leq 2,45$ m		$T(x) = 22,32 - (1,55 \times 10,86) - 14,08(x - 1,55)$ $x = 1,55 \Rightarrow T(x) = 5,49$ $x = 2,45 \Rightarrow T = -7,19$	$M(x) = 22,32 \cdot x - 10,86 \times 1,55 \left(x - \frac{1,55}{2}\right) - 14,08 \times \frac{(x - 1,55)^2}{2}$ $M(2,45) = 20,45$ $M(1,55) = 21,55$
$0 \leq x \leq 1,4$ m		$T(x) = 22,43 - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,06 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_b = 22,43$ $X=(1,4) \Rightarrow T(x) = 7,23$	$M(x) = 22,43 \cdot x - 10,86 \times \frac{x^2}{2}$ $M(x=2,06) = 23,16$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 20,75$

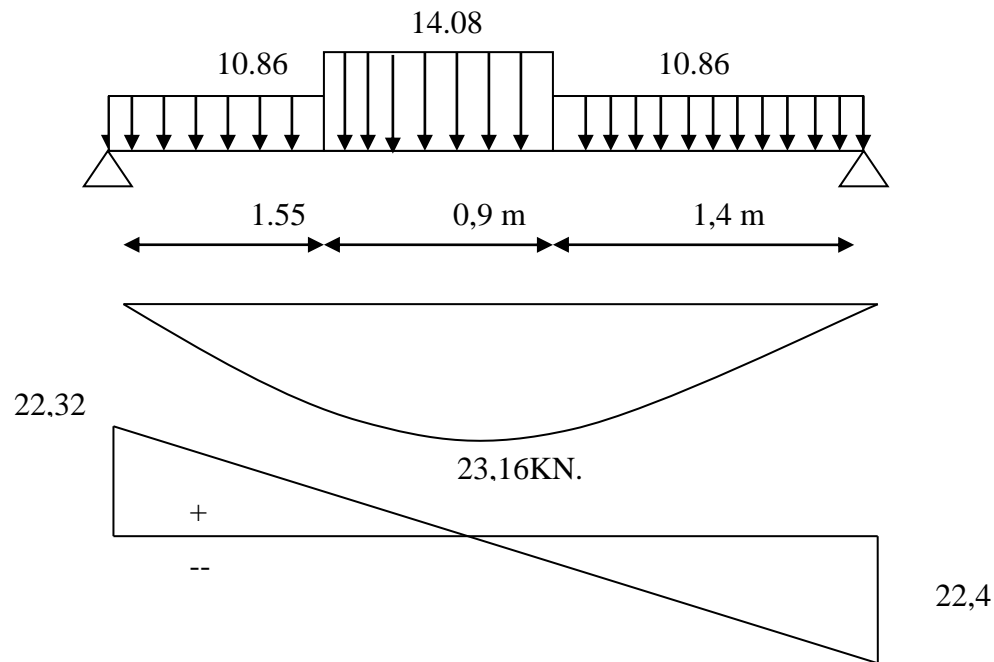


Figure III.13 : Diagrammes moments et efforts tranchant

Donc : $M_{\max} = 23,16 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 23,16 = 6,95 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 23,16 = 19,69 \text{ KN.m}$.

$T_{\max} = 22,43 \text{ KN}$.

III.3.10 Calcul du ferrailage

Pour de bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$.

E.L.U

➤ **Sur travée :**

$$M_t = 35,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19,69 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,082$$

$$\mu = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,082)}}{2}$$

$$\beta = 0,957$$

.....

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19,69 \times 10^6}{348 \times 0,957 \times 130} = 4,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A 4.2.1 BAEL91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

4,55 cm² > 1,56 cm².....Condition non vérifier.

On prend $A_a = \max(A_{min}; A) = 4,55 \text{ cm}^2$

Soit: $A_a = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

Armatures de repartition

.....

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :**

$$M_a = 6,95 \text{ KN.m}.....$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,95 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,986 \dots$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,95 \times 10^6}{348 \times 0,986 \times 130} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

1,55 cm² < 1,57 cm²Condition vérifier.

On prend $A_a = \max(A_{min}; A) = 1,57 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'effort tranchant

$$T = 22,43 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{22,43 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,173 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1, 211 BAEL91)

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition verifier}$$

Armatures transversales:

$$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

c) III.3.11 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

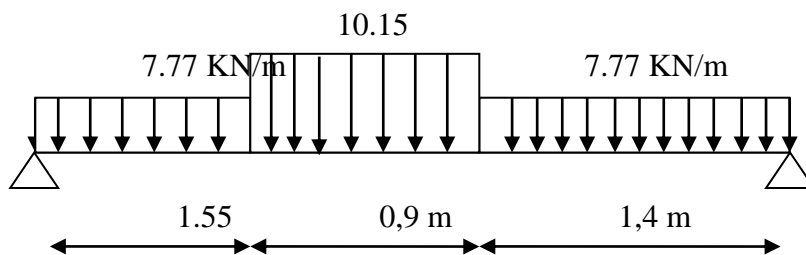


Figure III.14 : Schéma statique a ELS

.....
 $M_{\max} = 16,47 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 16,47 = 5 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 16,47 = 14 \text{ KN.m}$.

$T_{\max} = 16,08 \text{ KN}$.

➤ Entravée :

Tableau III.13. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en travée

Moment (E.L.S)	M_{st}	14 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{6,79}{100} = 1,02 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 26,52 \text{ cm}^2$ $Y = 4,23 \text{ cm}$	4,23cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	5181,58cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{14 \times 10^3}{5181,58} = 2,70$	2,70 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = \text{MPa}$	11,42MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 193,185 \text{ MPa}$	193,185MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	11,42MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$	193,18MPa < 400MPa

➤ **SurAppuis :****Tableau III.14.** Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en appuis

Moment (E.L.S)	M_{sa}	5kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{3,14}{100}$ $= 0,471\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 8,48\text{cm}^2$ $Y = 2,49\text{cm}$	2,49cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	2510,71cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{5 \times 10^3}{2510,71}$ $= 1,99 \text{ MPa/cm}$	1,99 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 4,96\text{MPa}$	4,96MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 194,32 \text{ MPa}$	194,32MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	4,96MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	194,32MPa < 400MPa

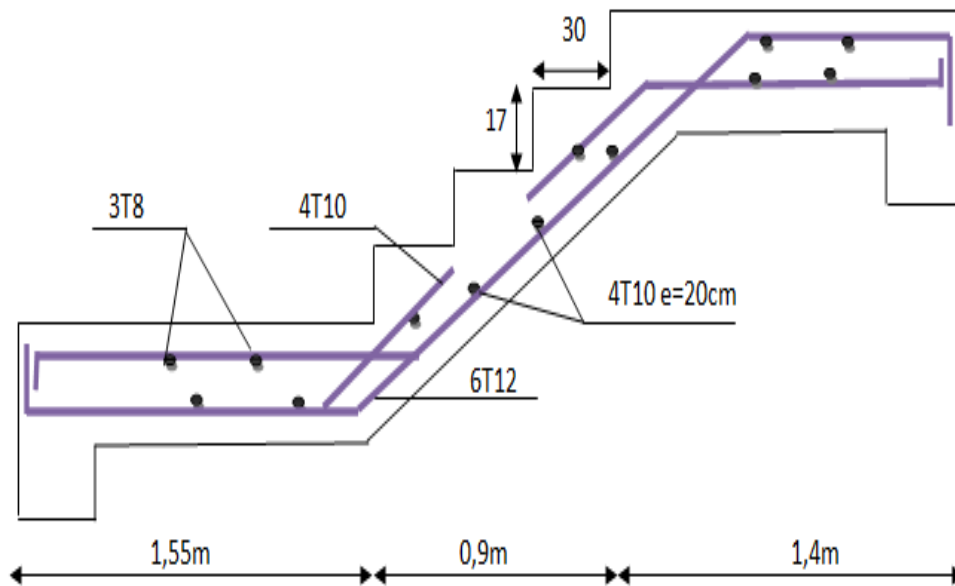


Figure III.15: Schéma de ferrailage d'escaliers(types 2).

III .3.12.Étude de la poutre brisée

notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Calculée à :

la flexion simple et à la torsion.

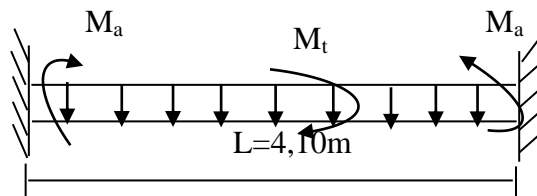


Figure III.16:Schéma de poutre brisée

L= poutre max entre nusd'appuis.

a)Dimensionnement

Selon le(B.A.E.L 91), et (CBA 93) le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 32 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,6 \text{ cm} \leq b \leq 12,8 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du(R.P.A, 99/2003)

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition
vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition
vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,67 < 4$ Condition
vérifiée.

a.1) Evaluations des charges

✦ Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

✦ Poids du mur situé sur la poutre : $G_{\text{mur}} = 3,06 \times 2,82 = 8,63 \text{ KN/ml}$

✦ Réaction du volé: $R = 22,43 \text{ KN/ml}$

***Combinaison de charges**

ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q + R = 1,35 \times (2,625 + 8,63) + (1,5 \times 2,5) + 22,43 = 41,38 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$Q_s = G + Q + R = (2,625 + 8,63) + 2,5 + 22,43 = 36,19 \text{ kN/ml}$$

***les moments**

ELU

le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 86,95 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 73,91 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,3 M_0 = 26,08 \text{ KN.m}$

b) Calcul du ferrailage

$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

E.L.U.R :

▪ Entravée :

$$M_t = 73,91 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73,91 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,831$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{73,91 \times 10^6}{348 \times 0,831 \times 315} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 6T16 = 6,79 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2$ Condition vérifié.

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

.....

▪ **Sur appui :**

$$M_a = 26,08 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26,08 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26,08 \times 10^6}{348 \times 0,969 \times 315} = 2,46 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2$ Condition vérifié.

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,02}{4} = 1,005 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 22,43 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{22,43 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,237 \text{ MPa}$$

fissuration peu nuisible (Art A.5.1,211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,237 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

III.3.13. Vérification des contraintes à l'E.L.S**En travée :**

$$M_{\text{tser}} = 30,76 ; A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d-y) = 0$$

$$15y^2 + 101,85y - 3208,28 = 0 \Rightarrow y = 4,30 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 76147,7 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$M_{a-ser}=10,86\text{KN.m} \quad ; \quad A_s = 4,02\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 60,3y - 1899,45 = 0 \Rightarrow y = 9,42\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30y^3}{3} + 15 \times 4,02(31,5 - 9,42)^2 = 37756,8\text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,86 \times 10^5}{37756,8 \times 10^4} \times 9,42 = 0,32\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,32\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de La flèche :

$$\text{Condition vérifiée } \frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 27} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque tous les conditions sont satisfaites, le calcul de la flèche est inutile.

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{St} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \text{St} \leq \min (28,35 ; 40\text{cm}) = 28,35\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon R.P.A 99 (version 2003)}$$

$$\text{dans Zone nodale} = 10\text{cm} \text{ st} \leq \min \{15\text{cm}, 10\Phi_L\}$$

$$\text{dans Zone courante} = 15 \text{ cm st} \leq 15\Phi_L .$$

Section des armatures transversales

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$f_e = 235 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 1,15$ (cas courant)

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,24 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,06 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,12; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{\tau_u \times b}{f_e} = \frac{0,24 \times 30}{235} = 0,031 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,057 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,86 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

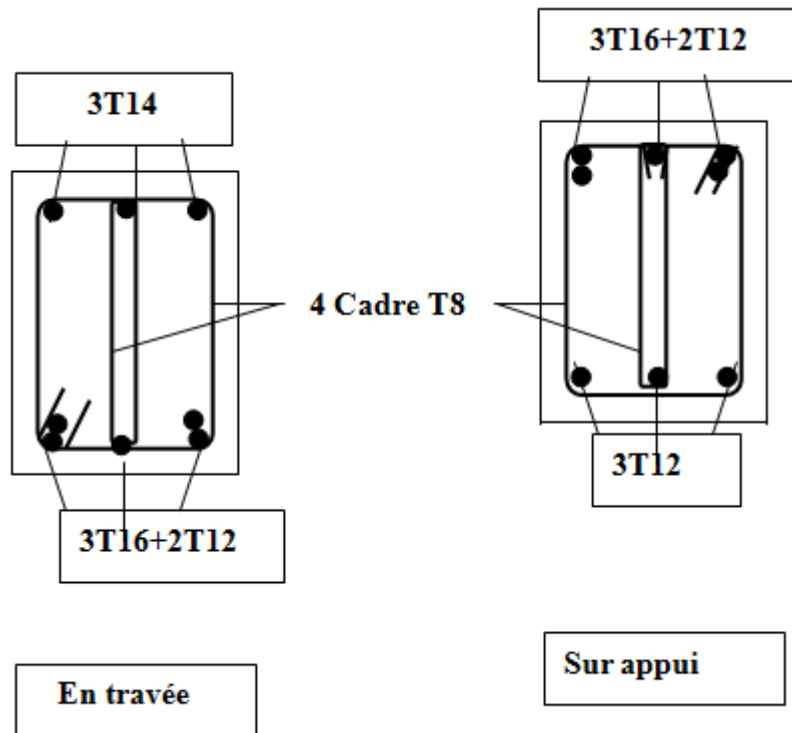


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, considéré comme une porte à faux (consol). Le calcul du balcon est fait comme une poutre encastree d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m. On a deux types de balcon

Avec :

Type 1 : $L_x=1,40$ m ; $L_y=2,25$ m

$\alpha = L_x/L_y=(1.40/2.25) = 0.62 < 4$;

Donc la dalle dans le sens (suivant L_x).

$h_0=140/20 = 7$ cm.

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7$ cm
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12$ cm
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11$ cm pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 15\text{cm}$

Tableau III.8. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/M ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.02x 20=0.4
Mortier de pose	2	20	0.02 x 20=0.4
Lit de sable	2	18	0.02x 18=0.36
Poids propre de la dalle	15	25	0.15 × 25 = 3.75
Enduite de ciment	2	18	0.02× 18=0.36
Total			G=5.27 KN/m²
			Q=3,5kN/m²

❖ **Charge concentré de garde-corps**

Tableau III.9. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde-corps de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
Enduit de ciment extérieur	2	18	0,36
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit de ciment intérieur	2	18	0,36
G = 1,62kN/m²			
Q = 3,50kN/m²			

ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G = 1,62 \text{ kN/ml}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations maximales

- ELU :

$$0 \leq X \leq 1,40$$

$$T_u = Q_u \times X + p_u = 12,36 \times 1,40 + 2,187 = 19,49 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x = \frac{12,36 \times 1,4^2}{2} + 2,187 \times 1,4 = 15,17 \text{ kN.m}$$

- ELS :

$$T_s = Q_s \times x + p_s = 8,77 \times 1,4 + 1,62 = 13,9 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x = \frac{8,77 \times 1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,4 = 10,86 \text{ kN.m.}$$

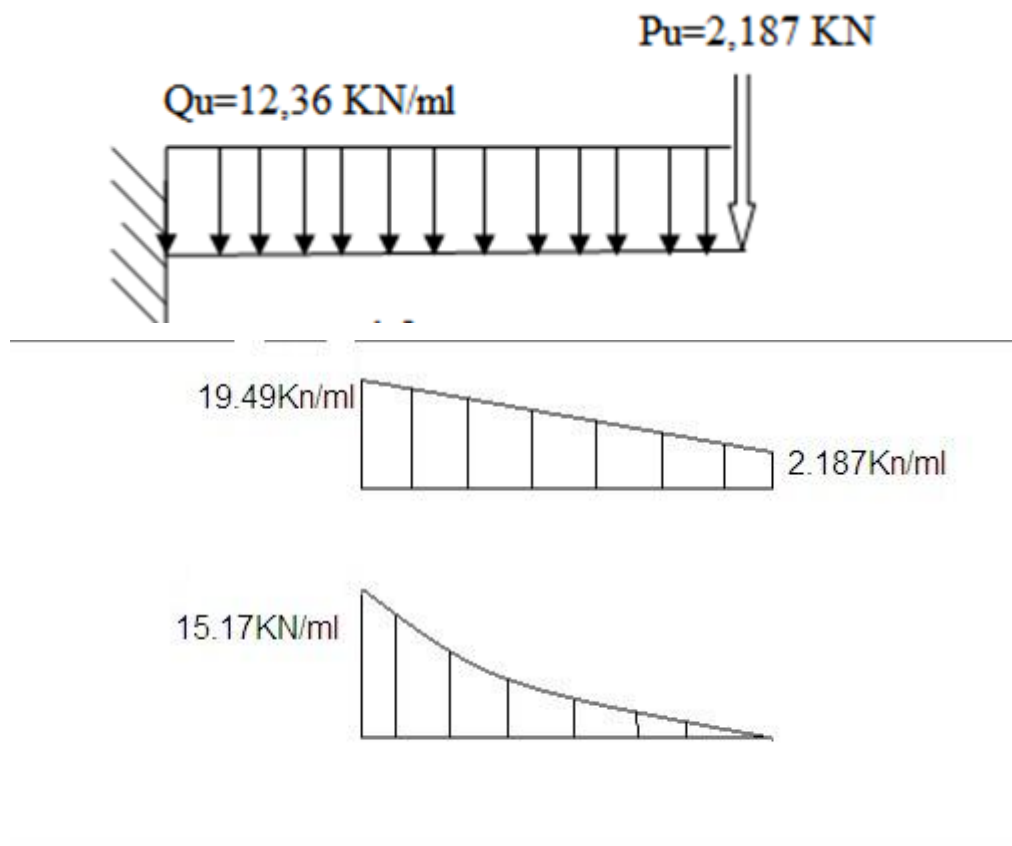


Figure III.14 : Diagramme moments et effort tranchant.

III.4.4 Calcul le ferrailage

$$h=15\text{cm}; b=10\text{cm}; d=0,9h =13,5, f_{c28}=25 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28}=0.6+0.060f_{c28}=2.1\text{Mpa}; \sigma_b=14.17\text{Mpa}; \sigma_s=348\text{MPa}.$$

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.17 \times 10^6}{14.73 \times 1000 \times 135^2} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.058)}}{2} = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15.17 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 135} = 452,76\text{mm}^2 = 3.33\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,63\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min}; A_{st}) = 3.33\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{T}12 = 5,65\text{cm}^2$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : **e = 25cm**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

On prend : **A_r = 4T10 = 3,14cm²**

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :(pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 40\text{cm}$

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{19.49 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,14\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

Armatures transversales

$$\tau = 0,14\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

ELS :

Tableau III.10. Vérification à l'ELS du balcon.

Moment (E.L.S)	M_s	10.86kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{3,33}{100} = 0,50\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 13.49\text{cm}^2$ $Y = 3,21$	3,21cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	5632.17 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{10.86 \times 10^3}{5632.17} = 1.92$	1.92MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 6.16\text{MPa}$	6.16MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 296.35\text{MPa}$	296.35MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	6.16MPa ≤ 15MPa

Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$	296.35MPa < 348MPa
--	---	-----------------------

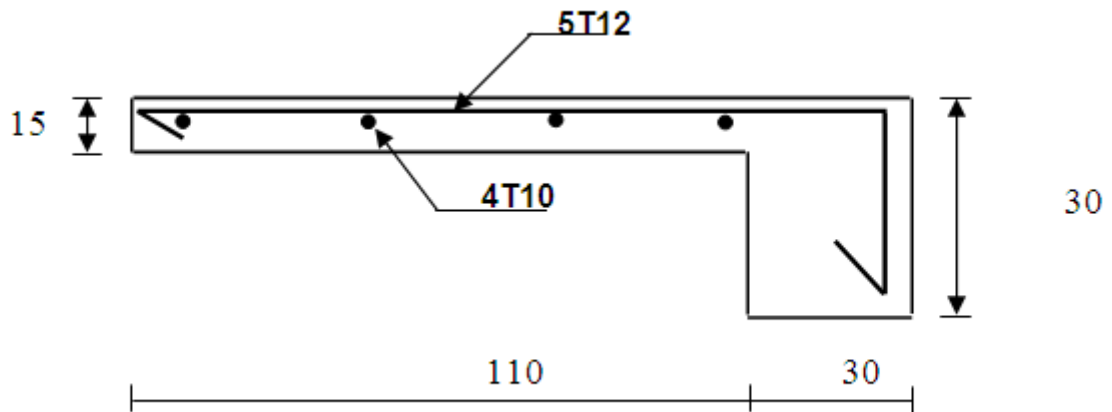


Figure III.15. Ferrailage de balcon.

III.5 .Conclusion

Dans ce chapitre on a basé sur le calcul des éléments secondaires de notre bâtiment à savoir : les escaliers, le balcon et l'acrotère. Le calcul est réalisé selon les notions de résistance des matériaux et le béton armé (BAEL 91), ainsi que le règlement RPA 99. Dans le chapitre suivant on va entamer l'étude du plancher.

Chapitre IV :

***Etudes des planchers pour
chaque structure***

IV. Etudes des planchers

IV. 1. Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

IV.2. Fonctions nécessaires du plancher

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

IV.3 .Conception des planchers

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

- **Calcul des efforts dans les poutrelles :**

Tableau IV.1 : Charges supporté par les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$E.LU$ $N_u=1,35G+1,5Q$	$E.L.S$ $N_s=G + Q$
Plancher terrasse	6,34	1	10,06	7,34
Plancher étage courant	5,11	1.50	9.15	6.61

a) Terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_u = (10,06) \times 0,65 = 6,54 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S : } q_s = (7,34) \times 0,65 = 4,77 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b) Etage courants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_u = (9,15) \times 0,65 = 5,95 \text{ KN/m} \\ \text{E.L.S : } q_s = (6,61) \times 0,65 = 4,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.4. Méthode de calcul

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe 3 méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode des Trois Moments.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

a) Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Cette méthode n'est applicable que si les "04" conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

- ✓ Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

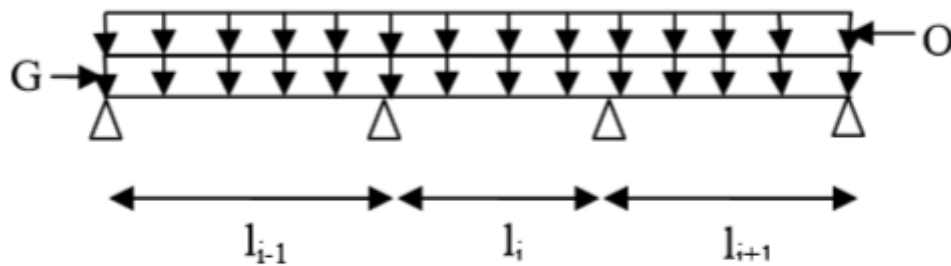


Figure IV.1 : Schéma d'une poutre continue.

➤ **Principe de la méthode :**

1. Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit α le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

❖ **En travées :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée de rive

❖ **Sur appuis :**

❖ **Moment sur appui intermédiaires :**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

L'appui considéré $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

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

M_w : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

❖ Moment en appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à $(-0.15M_0)$.

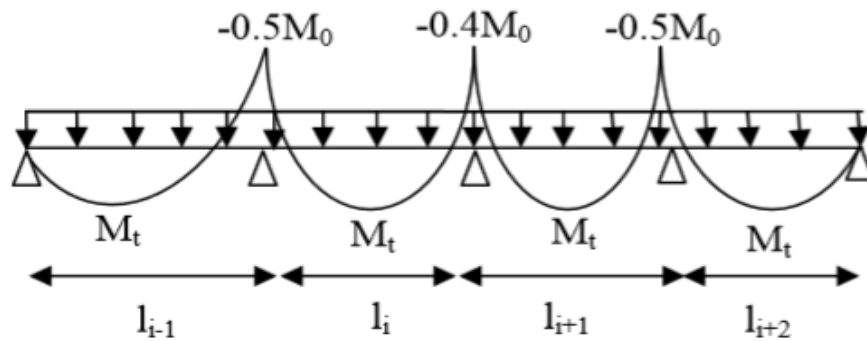


Figure IV. 2 : Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

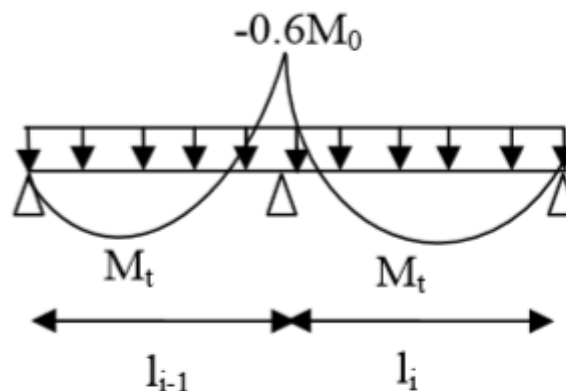


Figure IV.3 : Moments d'une poutre à 2 travées.

2. Efforts tranchants

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2b$$

B) Méthode d'ALBERT Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91):

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ **Principe de la méthode**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affecté de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affecté de l'indice "e". Les charges uniformément réparties : "P_w" sur la travée gauche. "P_e" sur la travée droite.

1. Valeurs des moments :➤ **Moment sur appui :**

Le moment sur appui est calculé par la formule suivante :

$$M_i = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

Avec :

$$\text{Pour la travée de rive} \begin{cases} L_w' = L_w \\ L_e' = L_e \end{cases}$$

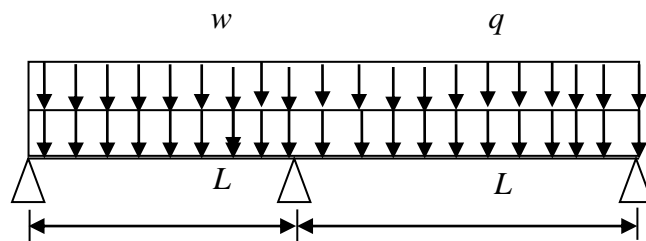


Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue.

$$\text{Pour la travée intermédiaire} \begin{cases} L_w' = 0,8 L_w \\ L_e' = 0,8 L_e \end{cases}$$

➤ **Moment sur travée :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$\begin{cases} M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w \\ X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{cases}$$

X_{tm} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

1. Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{array} \right.$$

C) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

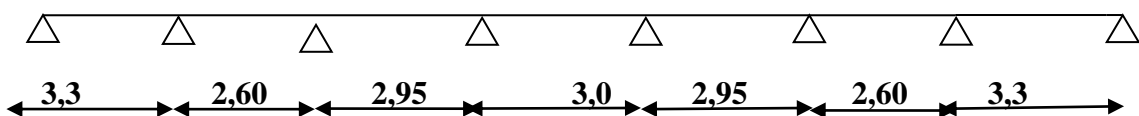
$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}.$$

IV.5. Planchers étage courant

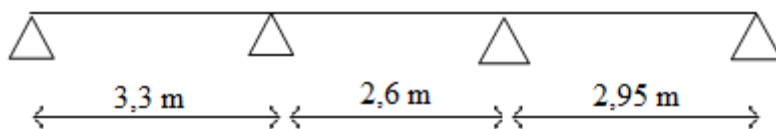
IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

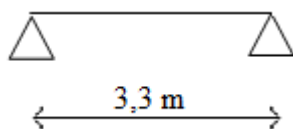
➤ Type 01 :



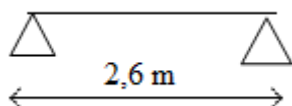
➤ Type 02:



➤ Type 03:



➤ Type 04:



La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- ✓ $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 < (2G = 12,68\text{kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$
- ✓ $Q=1.5 \text{ kn / m}^2 \leq 12,68\text{kn / m}^2$ Condition vérifiée.
- ✓ Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) Condition vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV.2 : Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée (m)	3.30	2.60	2,95	3,00	2,95	2.60	3.30
Rapport	1,27	0,88	0,98	1,01	1,13	0,79	

Tableau IV.3 : Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D
Portée (m)	3.30	2,60	3,95
Rapport	1,27	0,88	

Tableau IV.4 : Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B
Portée (m)	3.30

Tableau IV.5 : Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B
Portée (m)	2.60

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que 4 conditions de la méthode forfaitaire est vérifiées, On utilise la Méthode Forfaitaire.

Type 1 :

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	3,30	8,1	1,62	6,53	6,16	8,06	12,04	5,54	1,1	4,49	2,24	5,89	8,79
	B-C	2,60	5,03	6,53	3,03	4,41	12,72	9,26	6,62	4,49	1,32	3,21	9,28	6,75
	C-D	2,95	6,47	1,81	7,05	4,64	9,40	12,58	6,62	1,32	5,15	3,39	6,86	9,18
	D-E	3,00	6,7	7,05	5,24	2,38	11,22	10,09	6,22	5,15	3,82	1,72	8,19	7,36
	E-F	2,95	6,47	5,24	5,24	2,86	10,39	10,39	5,91	3,82	3,82	2,09	7,58	7,58
	F-G	2,60	5,03	5,24	7,05	2,38	10,09	11,22	6,22	3,82	5,15	1,72	7,36	8,19
	G-H	3,30	8,1	7,05	1,81	4,64	12,58	9,40	6,62	5,15	1,32	3,39	9,18	6,86
3	A-B	1,84	2,82	0,56	3,94	0,55	4,29	7,96	2,07	0,41	2,87	0,43	3,13	5,80
	B-C	3,02	7,59	3,94	5,60	2,82	9,51	10,60	5,54	2,87	4,09	2,06	6,93	7,74
	C-D	3,30	9,07	5,60	6,96	2,80	10,58	11,40	6,62	4,09	5,08	3,04	7,72	8,32
	D-E	3,20	8,52	6,96	1,70	4,19	12,30	9,01	6,22	5,08	1,24	3,06	8,98	6,58

Les sollicitations :

ELU : $M_{t \max} = 8,59 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = 6,4 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 12,95 \text{ KN}$

ELS : $M_{t \max} = 4,89 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = 4,62 \text{ KN.m}$

IV.5.2.Ferrailage longitudinal**IV.5.2.1.Ferrailage en travée**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$.

$$M_{tu} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_T < M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \cdot h$). (**Annexe** de l'organigramme de section rectangulaire)

$M_{t \max} = 8,59 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,59 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8,59 \times 10^6}{348 \times 0,985 \times 180} = 1,39 \text{ cm}^2$$

IV.5.2.2.Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,42 \text{ cm}^2$$

IV.5.2.3.Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 20 \times 65 = 1,3 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1,42 \text{ cm}^2$

Choix **3T10 = 1,57 cm²**

IV.5.2.4.Ferrailage appuis**Sur appuis intermédiaires**

$$M_{a \max} = 6,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,4 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.139 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.925$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,4 \times 10^6}{348 \times 0.925 \times 180} = 1,10 \text{ cm}^2$$

1. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 2.2 \text{ cm}^2$$

a. Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 10 = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2.2 \text{ cm}^2$$

Choix **3T10 = 2,36cm**

IV .5.2.4.1.Sur les appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 4,15^2}{8} = 12,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap} = 0.15M_0 = 1,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,92 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.041 < 0.392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.979$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{1.92 \times 10^6}{348 \times 0.979 \times 180} = 0.31 \text{ cm}^2$$

C. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

$$0.31 \text{ cm}^2 > 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\min} ; A) = 0.31 \text{ cm}^2$$

on adopte **1T12 = 1.13cm²**

1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 12,95 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{12,95 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,72 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible
Fissuration peu nuisible (**Art A.5.1. 211 BAEL91**).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5.3. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91) :

Diamètre des armatures transversal :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{min}}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 5,71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte

$$2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9) :

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient} \begin{cases} S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,72 - 0,3 \times 2,1)} = 228 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t_{min}} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 0,31 \text{ cm}^2$ condition vérifier

2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91

▪ Pour Appui de rive

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108 \text{ kN}$$

$12,95 \text{ kN} \leq 108 \text{ K}$ condition vérifier

▪ Pour un appui intermédiaires :

***Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures (Art A.5.1.321/ BAEL91)**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[12,95 + \frac{6,4 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,15 \text{ cm}^2$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

***Vérification de liaison de table de compression à la nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{tj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{12,95 \times 27,5}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifié.

IV.5.3.1 .Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BEL91)

IV.5.3.1.1. Vérification à l'état limite de service (ELS)

1. En travée

Tableau IV.6 Vérification des contraintes en travée

Moment service	M_{ser}	4,89KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,57}{65} = 0,36 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,36 \times 18 = 12,96 \text{ cm}^2$ $Y = -0,36 + \sqrt{0,36^2 + 12,96} = 3,25 \text{ cm}$	3,25cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	5867,37cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I = 0,83$	0.83Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 2,69$	2,69Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y) = 183,63$	217.62 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.69 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	183,63 < 400

ELS : $M_{t \max} = 4,89 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = 4,62 \text{ KN.m}$

1. Sur appui :

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes sur appui

Moment service	M_{ser}	4,62KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{65} = 0,54 \text{ cm}$	4,98cm

	$E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.54 \times 18 = 19,44 \text{ cm}^2$ $Y = -0.54 + \sqrt{0.54^2 + 19,44} = 4,98 \text{ cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 8676,99$	$8676,99 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.53 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 2,64$	$2,64 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y) = 103,51$	$103,51 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$2,64 < 15$ vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$103,51 < 400$

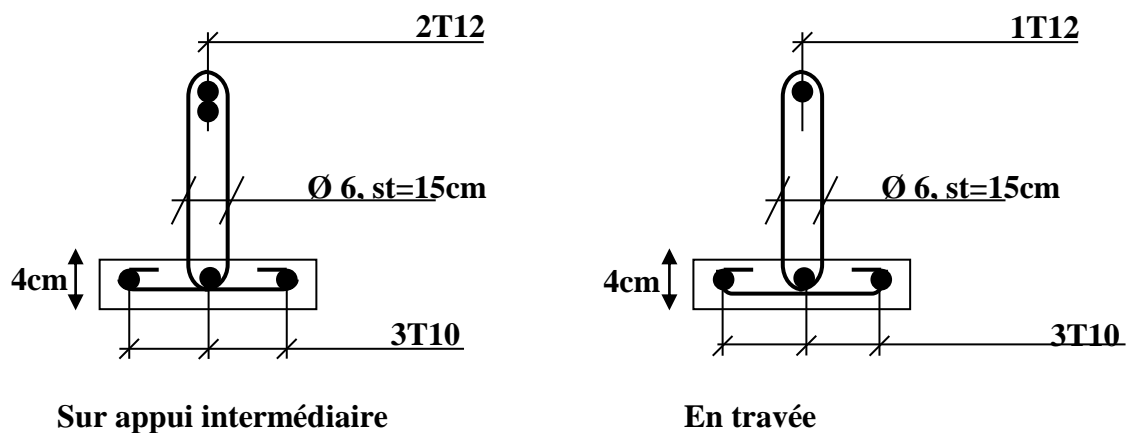


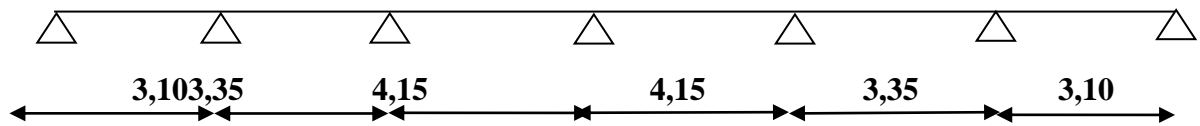
Figure IV.5 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.

IV.6. Planchers terrasse

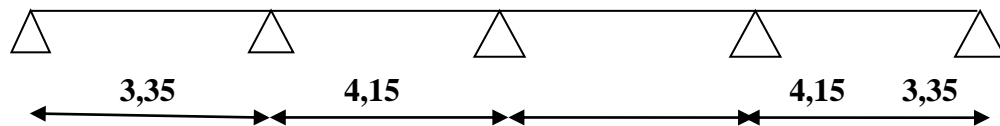
IV. 6.1. Étude des poutrelles Planchers Terrasse

Vérification des conditions d'application de la méthode Caquot

➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**



La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- ✓ $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 < (2G = 11.2 \text{ kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$
- ✓ $Q=1.5 \text{ kn / m}^2 \leq 11.2 \text{ kn / m}^2$ Condition vérifiée.
- ✓ Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) Condition vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV.8 : Rapport entre les travées successives type1.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Portée	3.10	3.35	4,15	4,15	3.35	3.10
Rapport	1.08		0,8		0,8	1,08

Tableau IV.9 : Rapport entre les travées successives type 2.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5
Portée	3.35	4,15	4,15	3.35
Rapport	1,24	1		1,24

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition non vérifiée.

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque la fissuration n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

✓Exemple de calcul type 01

-Type 1 (ELU)

Tableau. IV.10 : résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L	Q(Kn/ml)	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Vw(Kn)	Ve(kn)	Xim(m)	Mt(Kn.m)
AB	3.10	6.54	0	-6.53	12.24	-8.03	1.23	4.95
BC	2.68	6.54	-6.53	-7.16	8.99	-8.54	1.30	1
CD	3.32	6.54	-7.16	-8.48	12.18	-9.53	1.6	1.21
DE	3.32	6.54	-8.48	-7.16	10.46	-11.25	1.72	1.19
EF	2.68	6.54	-7.16	-6.53	8.53	-8.99	1.38	0.93
FG	3.10	6.54	-6.53	0	8.03	-12.24	1.87	4.90

-ELS :

Tableau. IV.11 : résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Travée	L	Q (Kn/ml)	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Vw(Kn)	Ve(kn)	Xi m(m)	Mt(Kn.m)
AB	3.10	4.77	0	-9.04	9.30	-5.49	0.94	2.11
BC	2.68	4.77	-9.04	-10.20	6.82	-5.96	1.24	-5.32
CD	3.32	4.77	-10.20	-11.07	8.18	-7.56	1.61	-4.02
DE	3.32	4.77	-11.07	-10.20	7.54	-8.29	1.71	-4.09
EF	2.68	4.77	-10.20	-9.04	5.96	-6.82	1.43	-5.32

FG	3.10	4.77	-9.04	0	5.94	-8.85	2.16	2.09
-----------	------	------	-------	---	------	-------	------	------

Type 2 :

Tableau. IV.12 : résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3.35	6.54	0	-8.56	13.5	-8.4	1.28	5.39
BC	3.32	6.54	-8.56	-8.48	10.83	-10.88	1.66	0.49
CD	3.32	6.54	-8.48	-8.56	10.86	-10.86	1.6	0.49
DE	3.35	6.54	-8.56	0	8.39	-13.5	2.07	5.39

Tableau. IV.13 : résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3.35	4.77	0	-6.24	9.85	-6.12	1.28	3.94
BC	3.32	4.77	-6.24	-6.19	7.90	-7.93	1.66	0.36
CD	3.32	4.77	-6.19	-6.24	7.93	-7.9	1.66	0.36
DE	3.35	4.77	-6.24	0	6.12	-9.85	2.07	3.94

Les sollicitations

ELU : $M_{t \max} = 5.39 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -856 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 13.51 \text{ KN}$

ELS : $M_{t \max} = 5,32 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -11.07 \text{ KN.m}$

IV.6.2.Ferrailage longitudinal

IV.6.2.1.Ferrailage en travée

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b×h). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.39 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.991$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5.39 \times 10^6}{348 \times 0.991 \times 180} = 0.87 \text{ cm}^2$$

IV.6.2.2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

IV.6.2.3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 65 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

IV.6.2.4. Ferrailage appuis

*Aux appuis intermédiaires

$$M_{a \max} = -8,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,56 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0,186 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.896$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8,56 \times 10^6}{348 \times 0.896 \times 180} = 1,53 \text{ cm}^2$$

*Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

*Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 10 = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

***Aux appuis de rive**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,54 \times 4,15^2}{8} = 14,08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap} = 0,15M_0 = 2,11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,11 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 180^2} = 0,045 < 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,976$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{2,11 \times 10^6}{348 \times 0,976 \times 180} = 0,35 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_a = \max (A_{min} ; A) = 0,35 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12= 1,13cm²**

***Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 13,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{13,51 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,75 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible (**Art A.5.1. 211 BAEL91**).

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

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6.3. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91)

Diamètre des armatures transversal :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{1min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 5.71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte $2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

IV.6.3.1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1, 23 BAEL9)

St : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,75 - 0,3 \times 2,1)} = 171 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier Influence}$$

IV.6.3.2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91

▪ Appui de rive

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 108 \text{ KN}$$

$$13,51 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ Appui intermédiaire

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures (Art A.5.1.321/ BAEL91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[14.2 + \frac{5.39 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.14 \text{ cm}^2$$

3.39 cm² > 0.14 cm²Condition vérifier.

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.6.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{13,51 \times 27,5 \times 1}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,088 \text{ Mpa} \leq \frac{0,2 \times 2,1}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

IV.6.4. Vérification à l'état limite de service (ELS)

ELS : M_{t max} = 5,32 KN.m ; M_{a max} = 11,07 KN.m

1. Sur travée :

Tableau IV.14 : Vérification des contraintes en travée.

Moment service	M _{ser}	5,32KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28,08} = 6,14 \text{ cm}$	6,14cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5618,38$	5618,8cm ⁴

Coefficient	$K = M_{ser}/I = 0,95$	0.95Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 5,83$	5,83MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y) = 169$	169MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5,83 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	169 < 400

2. Sur appui :

Tableau IV.15: Vérification des contraintes en appui

Moment service	M_{ser}	11.07KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 22 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28,08} = 6,14 \text{ cm}$	6,14cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	5618.88cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I = 1,97$	1,97Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	12,09MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	350,46MPa

Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	12,09 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	350,46 < 400

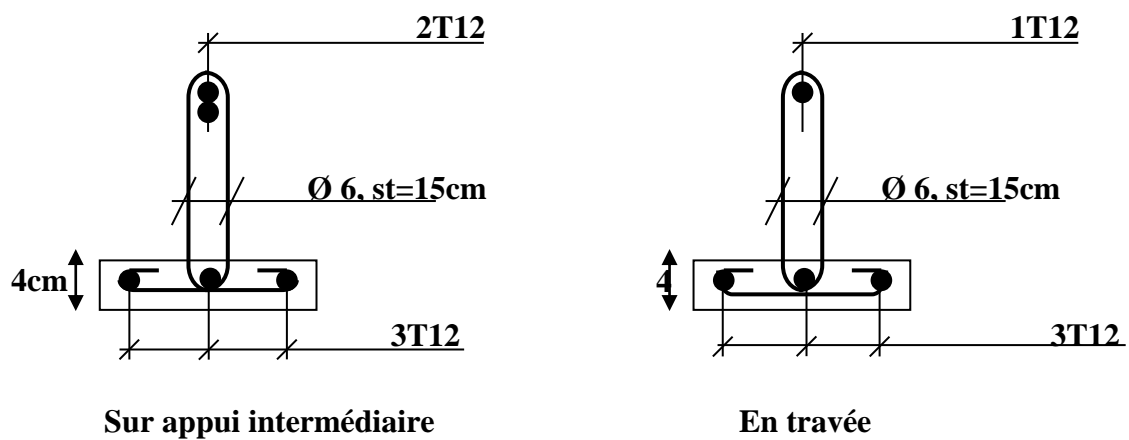


Figure IV.6 : Schémas ferrailage des poutrelles plancher Terrasse.

IV.6.2.5 .Ferrailage de la dalle de compression

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre l'axe des poutrelles (L=65 cm).

$$f_e = 500$$

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre Ø6.

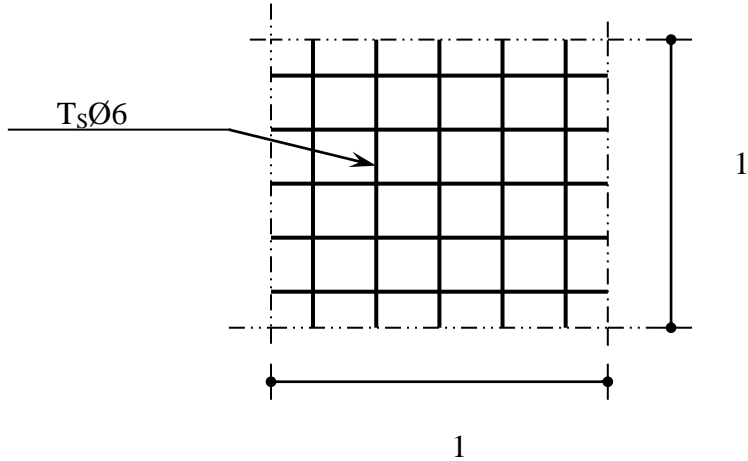


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage

Chapitre V :

Influence du nombre d'étage sur comportement sismique

V.1.ETUDE SISMIQUE

V.1.1.Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme .

V.1.2.L'étude dynamique

V.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.1.2.2.MODELISATION DES STRUCTURES

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage a étudié.

V.1.2.3.Modélisation des structures étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

V.3. Présentation du logiciel ETABS

Le programme ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensional **A**nalyse of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.

V.4. COMBINAISON D'ACTION

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

- $ELU = 1.35G + 1.5Q$
- $ELS = G + Q$
- $ELA = G + Q \pm E$
- $ELA = 0.8G \pm E$

V.5. CHOIX DES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

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

V.5.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

V.5.1.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

V.5.1.2. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.5.1.3. Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

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

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.5.2. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

V.5.2.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.5.2.2.Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

V.5.2.3.Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

V.5.4.-Choix de la méthode de calcul

La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

V.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse

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

V.7.Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.1.

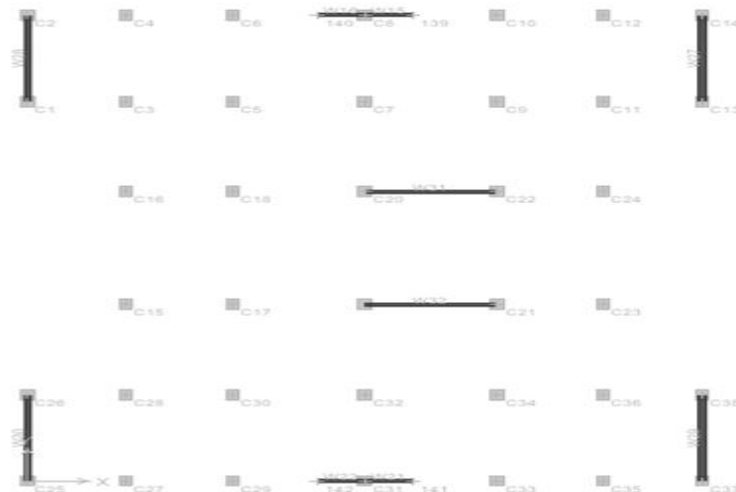


Figure V.1 : Disposition des voiles.

V.8.Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

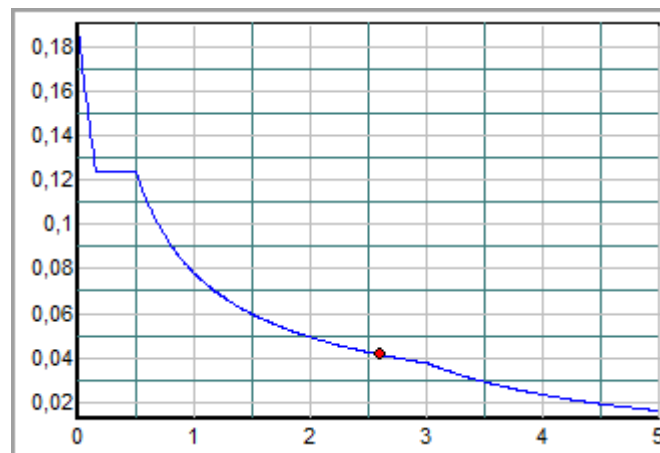


Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$g = 9,81$

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "2" (bâtiment à usage d'habitation)
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa)

Donc : $A=0,15$

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
 R=4 (Portiques contreventés par des voiles.)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T₂=0,5 s (site meuble S=3)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$)

1. Conditions minimales sur les files de contreventement \Rightarrow observée P_q=0

- 2. Redondance en plan \Rightarrow observée P_q=0
- 3. Régularité en plan \Rightarrow observée P_{q22}=0
- 4. Régularité en élévation \Rightarrow non observée P_q=0,05
- 5. Contrôle de la qualité des matériaux \Rightarrow non observée P_q=0,05
- 6. Contrôle de la qualité de l'exécution \Rightarrow non observée P_q=0.1

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2.$$

V.9.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \text{ tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{étage}ⁱ : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

β = 0,2 pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

Tableau V.1 : Poids des bâtiments à ELUR en termes de nombre des étages

	Variante 1 (R+3)	Variante 2 (R+6)	Variante 3 (R+9)
Masse W (KN)	18624,20	36477,88	47385,35

$$A = 0,15 \quad (\text{groupe 2 zone IIa}) \quad Q = 1,20 \quad R = 4$$

V.9.1 Le facteur d'amplification dynamique moyen D

il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par RPA99/ version 2003

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \quad (\text{site meuble } S=3)$$

IV.9.2 Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

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

$$C_T = 0,05 \quad (\text{Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_{n1} = 12,58 \text{ m}$$

$$H_{n2} = 21,76 \text{ m}$$

$$H_{n3} = 30,94 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 21,60 \text{ m} \\ D_y = 30,10 \text{ m} \end{cases}$$

AN :

Variante 1 :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (12,58)^{3/4} = 0,33 \text{ S. Dans les deux directions}$$

$$\left\{ T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{12.58}{\sqrt{21.6}} = 0.24 \right\}; \left\{ T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \frac{12.58}{\sqrt{30.1}} = 0.21 \right\}$$

Donc : $T_x=0.24s$; $T_y=0.21s$

Variante 2 :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (21.76)^{3/4} = 0,33 \text{ S. Dans les deux directions}$$

$$\left\{ T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{21.76}{\sqrt{21.6}} = 0.42 \right\}; \left\{ T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \frac{21.76}{\sqrt{30.1}} = 0.35 \right\}$$

Donc : $T_x=\min(0.42,0.35)$;

$T_x=0.35s$; $T_y=0.35s$

Variante 3 :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (30.1)^{3/4} = 0,33 \text{ S. Dans les deux directions}$$

$$\left\{ T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{30.1}{\sqrt{21.6}} = 0.58 \right\}; \left\{ T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \frac{30.1}{\sqrt{30.1}} = 0.49 \right\}$$

Donc : $T_x=\min(0.58,0.49)$;

$T_x=0.49s$; $T_y=0.49s$

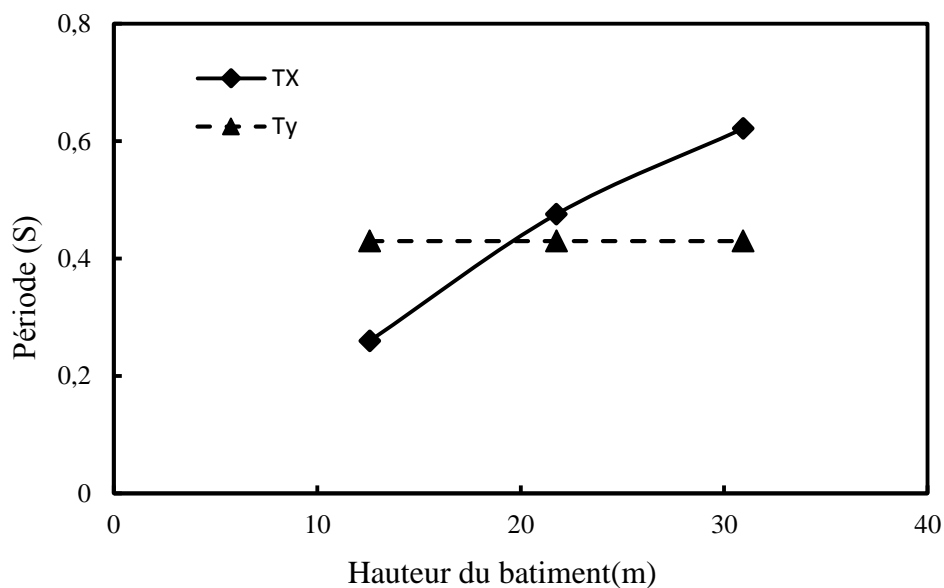


Figure V.3 : Les Périodes des bâtiments

On remarque d'après les résultats illustrés dans la figure V.3, que les périodes du bâtiment dans le sens x augmente d'une façon monotone de 54 et 72% avec l'élévation de nombre d'étage du 3 étages à 6 étages et du 3 étages à 9 étages par contre les valeurs sont identiques dans le sens y.

V.9.3 Vérification de la période fondamentale

Sens longitudinal : $0 < T_{2X} = T_{3X} < T_{1X} < T_2$ donc $D_{long} = 2,5 \eta = 2,21$.

Sens transversal : $0 < T_{1Y} = T_{2Y} = T_{3Y} = 0,43 < T_2$ donc $D_{trans} = 2,5 \eta = 2,21$.

$D_{long} = D_{trans}$ donc on va faire un seul calcul pour V .

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W$$

$$V_{R+3} = 1489.936 \text{ KN}$$

$$V_{R+6} = 2918.24 \text{ KN}$$

$$V_{R+9} = 3790.83 \text{ KN}$$

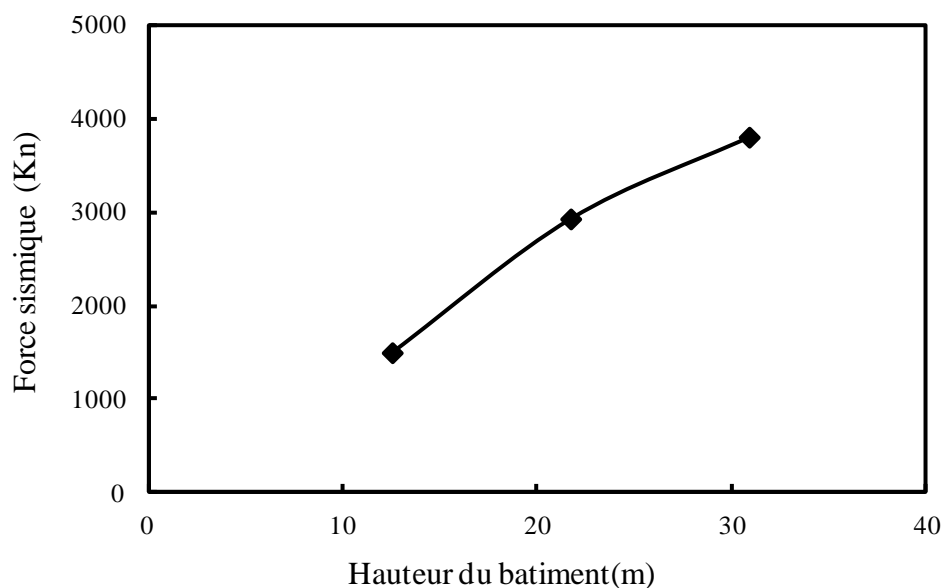


Figure V.4 : La force sismique totale en fonction de la hauteur du bâtiment selon x

La figure V.4 présente les valeurs de la force statique en fonction de la hauteur du bâtiment. On remarque que la force sismique à augmenter de 94% et 150% pour le bâtiment de R+6 et R+9 successivement par rapport au bâtiment de référence R+3, ce qui produira par la suite un risque majeur de l'endommagement de la structure si le concepteur ne prendra pas en considération l'influence de la hauteur de la structure sur le comportement sismique et surtout dans les zones de forte sismicité.

V.9.4 Vérification de la force sismiques à la base

On remarque d'après les résultats illustrés dans le tableau V.2 que la force dynamique est supérieure à 80% de la force statique ce qui signifie la vérification de l'effort tranchant à la base de toutes la variante étudiées.

Tableau V.2 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

Nombre d'étages	Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}>0,8V_{st}$
Variante 1 (R+3)	Sens x-x	28807	1489,936	1191,9488	CV
	Sens y-y	27505	2076,25	1661	CV
Variante 2 (R+6)	Sens x-x	3492,98	2918.24	2334,592	CV
	Sens y-y	3838,17	4066,62	3253,296	CV
Variante 3 (R+9)	Sens x-x	6278.23	3790.83	3032,664	CV
	Sens y-y	7689.14	5282,59	4226,072	CV

V.10 Caractéristiques Géométriques

V.10.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{sont les coordonnées de l'élément " i " .}$$

V.10.1 Calcul de l'excentricité

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Tableau V.3 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Nombre d'étages	Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
		Masse(K N)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
Variante 1 (R+3)	RDC	492,6613	10,683	13,83	10,615	13,753	0,068	0,077
	1	486,8449	10,68	13,832	10,621	13,847	0,059	0,015
	2	483,096	10,659	13,845	10,626	13,916	0,033	0,071
	3	435,8898	10,658	13,84	10,625	13,964	0,033	0,124
Variante 1 (R+6)	RDC	537,1846	10,627	13,833	10,617	13,724	0,01	0,109
	1	530,1565	10,624	13,834	10,631	13,732	0,007	0,102
	2	530,1565	10,624	13,834	10,647	13,738	0,023	0,096
	3	530,1565	10,624	13,834	10,66	13,741	0,036	0,093
	4	530,1565	10,624	13,834	10,671	13,744	0,047	0,09
	5	528,7261	10,621	13,838	10,679	13,745	0,058	0,093
	6	531,9017	10,625	13,757	10,68	13,748	0,055	0,009
Variante 1 (R+9)	RDC	510,1578	10,657	13,751	10,617	13,777	0,04	0,026
	1	502,8593	10,654	13,752	10,623	13,86	0,031	0,108
	2	495,819	10,655	13,752	10,632	13,935	0,23	0,183
	3	489,817	10,656	13,752	10,642	14	0,014	0,248
	4	489,817	10,656	13,752	10,651	14,057	0,005	0,305
	5	483,5178	10,656	1752	10,658	14,106	0,002	0,354
	6	478,2568	10,657	13,752	10,665	14,148	0,008	0,396
	7	478,2568	10,657	13,752	10,671	14,183	0,014	0,431
	8	474,5079	10,635	13,765	10,674	14,211	0,039	0,446
9	427,3018	10,631	13,751	10,674	14,23	0,043	0,479	

Donc :

$$e_a = 0,05 \times 30,10 = 1,51 \text{ m}$$

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1,51m$$

V.10.2 Période de vibration et la fréquence de chaque structure

Le tableau IV.3 et la figure V.5 résument toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS). on remarque que l'augmentation du nombre des étages (hauteur du bâtiment) conduit à l'augmentation de la période de la structure, ou la structure en R+9 donne des périodes les plus élevées suivie par celle du R+6 et R+3 successivement. Bien que les périodes pour trois variantes étudiées diminuent clairement avec l'augmentation du nombre des modes.

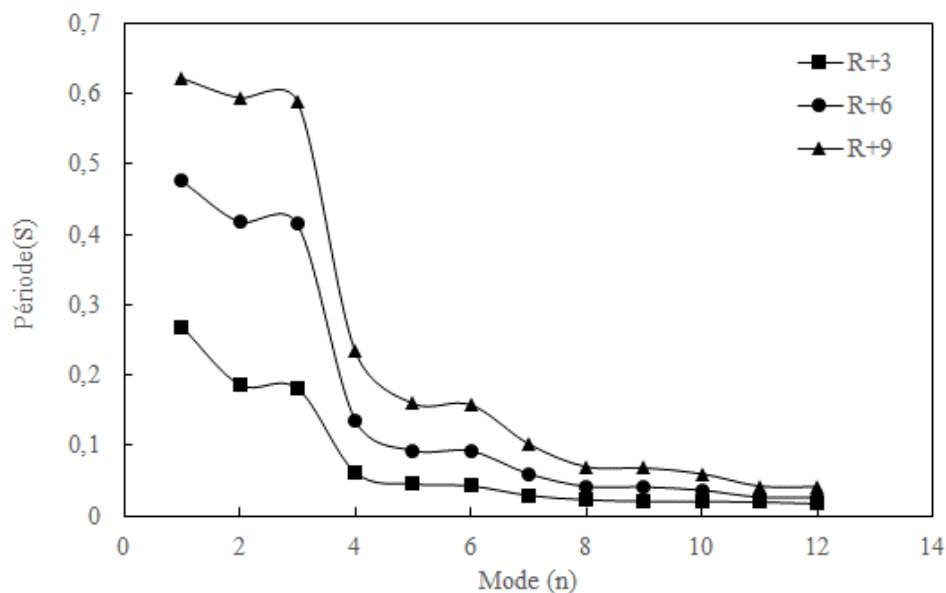


Figure V.5 : Variation des périodes dans les différents modèles

Tableau V.4. Participation des masses cumulées.

Nombre d'étages	Mode	Période (sec)	U _X	U _Y	SumU _X	SumU _Y
Variante 1(R+3)	1	0,268559	74,457	0,0003	74,4572	0,0003
	2	0,18642	0,0003	75,1999	74,4574	75,2002
	3	0,181026	0,0166	0,0357	74,4741	75,2359
	4	0,061818	19,952	0,0001	94,4265	75,236
	5	0,045225	0	20,5184	94,4266	95,7543
	6	0,042534	0,0003	0,0348	94,4268	95,7891
	7	0,02911	4,583	0	99,0098	95,7892

	8	0,022873	0,0001	3,4666	99,0099	99,2557
	9	0,020756	0	0,0065	99,0099	99,2622
	10	0,020093	0,8851	0,0048	99,895	99,267
	11	0,019708	0,021	0,2009	99,916	99,468
	12	0,017035	0,0002	0,2935	99,9162	99,7615
Variante 2(R+6)	1	0,475751	71,295	0,0001	71,2952	0,0001
	2	0,417293	0,0001	69,1652	71,2953	69,1653
	3	0,414093	0	0,9722	71,2953	70,1375
	4	0,135962	18,146	0,0001	89,4415	70,1376
	5	0,092787	0,0001	16,869	89,4416	87,0066
	6	0,092298	0	3,4251	89,4416	90,4316
	7	0,059971	6,154	0,0001	95,5956	90,4318
	8	0,041805	0,0002	5,8838	95,5958	96,3155
	9	0,041084	0	0,1631	95,5958	96,4787
	10	0,036484	2,6045	0,0005	98,2003	96,4791
	11	0,026722	0,0063	2,186	98,2066	98,6651
	12	0,02613	1,1465	0,0126	99,3531	98,6777
Variante 3(R+9)	1	0,621587	68,901	0,0012	68,9081	0,0012
	2	0,593358	0,0044	66,9842	68,9125	66,9855
	3	0,588447	0,1686	0,2784	69,0811	67,2638
	4	0,233514	17,272	0,0003	86,3563	67,2641
	5	0,159648	0	19,2978	86,3563	86,5619
	6	0,15779	0,0042	0,4661	86,3605	87,028
	7	0,10234	6,7426	0,0001	93,1031	87,028
	8	0,069749	0	6,9753	93,1031	94,0034
	9	0,068132	0,0005	0,0821	93,1037	94,0855
	10	0,059908	3,2803	0,0001	96,3839	94,0856
	11	0,042242	0,0005	3,1176	96,3845	97,2032
	12	0,041223	1,7109	0,0008	98,0954	97,204

V.11.1 La période fondamentale de la structure

Tableau V.5 : Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < T_{cal}$

Nombre d'étages		Variante 1 (R+3)		Variante 1 (R+6)		Variante 1 (R+9)	
La période fondamentale de la structure Tcal (S)		0,268559		0,475751		0,621587	
$T_{dyn}(x)$	$T_{dyn}(y)$	0.21	0.24	0.42	0.35	0.58	0.49

Vérification RPA99V03 $T_{dyn} < 1.3T_{cal}$	selon	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié
--	--------------	----------------------	----------------------	----------------------

D'après les résultats illustrés dans le tableau V5 on remarque que l'augmentation du nombre des étages (hauteur du bâtiment) conduit à l'augmentation de la période fondamentale de la structure. La variante 3 présente la valeur la plus grande elle est de l'ordre de 0.62 comparant aux autres variantes 2 et 1 qui donnent des valeurs de 0.47 et 0.26 respectivement. On remarque aussi que les valeurs de Tdyn calculées par l'ETABS ne dépassent pas celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30% ce qui montre que la condition exigée par RPA99V03 est vérifiée.

V.11.2 Résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V_{statique} - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$V_{statique}$: Force sismique à la base

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7 \text{ Sec}$ donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

$$V_{x,dyn}=V_{y,dyn} \text{ Donc : } F_{x,dyn,i} = F_{y,dyn,i}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Résultat des forces sismiques.

Nombre d'étages	Niveau	H(m)	W _i (KN)	H x W _i	V _x =V _y	F _x =F _y
Variante 1 (R+3)	3	12,58	4708,803	59236,7417	1489,936	592,393726
	2	9,52	4618,803	43971,0046	1489,936	576,998532
	1	6,46	4550,803	29398,1874	1489,936	451,592573
	RDC	3,4	4817,955	16381,0494	1489,936	300,054059
Variante 2 (R+6)	6	21,76	5217,955	113542,72	2918,24	722,939427
	5	18,7	5186,803	96993,22	2918,24	617,566876
	4	15,64	5200,835	81341,06	2918,24	517,907791
	3	12,58	5200,835	65426,51	2918,24	416,578039
	2	9,52	5200,8353	49511,95	2918,24	315,248224
	1	6,46	5200,8353	33597,39	2918,24	213,918408
	RDC	3,4	5269,7809	17917,26	2918,24	114,081235
Variante 3 (R+9)	9	30,94	4117,9557	127409,549	2918,24	455,134075
	8	27,88	4286,803	119516,068	2918,24	554,596306
	7	24,82	5200,803	129083,93	2918,24	598,994528
	6	21,76	5200,803	113169,473	2918,24	10512,1882
	5	18,7	5200,803	97255,0161	2918,24	451,297249
	4	15,64	5186,803	81121,5989	2918,24	21098,8298
	3	12,58	5269,7809	66293,8437	2918,24	307,626593
	2	9,52	4286,803	40810,3646	2918,24	189,374348
	1	6,46	4286,803	27692,7474	2918,24	128,504022
	RDC	3,4	4286,803	14575,1302	2918,24	67,6336956

V.13. Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0.8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

M_s : Moment stabilisateur due aux charges verticales, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times H_i$

W : Poids du bâtiment

Tableau V.7 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Nombre d'étages	Niveau	H (m)	F (kN)	$M_{\text{Ren}}(\text{kN.m})$
Variante 1 (R+3)	3	12,58	59236,7417	745198,21
	2	9,52	43971,0046	418603,96
	1	6,46	29398,1874	189912,291
	RDC	3,4	16381,0494	55695,568
Variante 2(R+6)	6	21.76	113542,72	2470689,59
	5	18,7	96993,22	1813773,21
	4	15,64	81341,06	1272174,18
	3	12,58	65426,51	823065,496
	2	9,52	49511,95	471353,764
	1	6,46	33597,39	217039,139
	RDC	3,4	17917,26	60918,684
Variante 3 (R+9)	9	30.94	127409,549	3942051,45
	8	27.88	119516,068	3332107,98
	7	24.82	129083,93	3203863,14
	6	21.76	113169,473	2462567,73
	5	18,7	97255,0161	1818668,8
	4	15,64	81121,5989	1268741,81
	3	12,58	66293,8437	833976,554
	2	9,52	40810,3646	388514,671

	1	6,46	27692,7474	178895,148
	RDC	3,4	14575,1302	49555,4427

Tableau V.8 : Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure.

		Moment stabilisateur M_s (KN.m)		Moment renversant M_r (KN.m)	Verification $M_s / M_r \geq 1,5$		Remarques
Variante 1 (R+3)							
Sens longitudinal	Sens transversal	8048140,6	11215233,1	745198,211	10,8	15,05	CV
Variante 2 (R+6)							
Sens longitudinal	Sens transversal	26683447,5	37183878,3	2470689,59	10,8	15,05	CV
Variante 3 (R+9)							
Sens longitudinal	Sens transversal	42574155,6	59327874,3	3942051,45	10,8	15,05	CV

On constate d'après les résultats illustrées dans le tableau V.8 que la stabilité au renversement des voiles sont vérifiées dans les deux sens x et y et ça pour les trois variantes R+3, R+6 et R+9. Ce qui montre le bon choix du dimensionnement et de l'emplacement des voiles pour les différentes structures étudiées.

V.14. Justification vis à vis de l'effet P- Δ

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δ est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k .

h_k : Hauteur de l'étage k .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport à niveau $k-1$ donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage k .

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

R : Coefficient de comportement de la structure.

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ 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^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes δ_{ek} avec la combinaison des charges suivantes G+Q+E

Tableau V.9 : Déplacements relatifs inter étages.

Etage	Sens-X			Sens-Y			1%.h [m]	Observation
	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]		
3	0,0069	0,0345	0,011	0,0039	0,0195	0,007	0,0306	Vérifiée

2	0,0046	0,023	0,0105	0,0025	0,0125	0,0055	0,0306	Vérifiée
1	0,0025	0,0125	0,00275	0,0014	0,007	0,0045	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0008	0,004	0,004	0,0005	0,0025	0,0025	0,0340	Vérifiée
6	0,0139	0,0695	0,011	0,0082	0,041	0,007	0,0306	Vérifiée
5	0,0117	0,0585	0,012	0,0068	0,034	0,0075	0,0306	Vérifiée
4	0,0093	0,0465	0,012	0,0053	0,0265	0,007	0,0306	Vérifiée
3	0,0069	0,0345	0,0115	0,0039	0,0195	0,007	0,0306	Vérifiée
2	0,0046	0,023	0,0105	0,0025	0,0125	0,0055	0,0306	Vérifiée
1	0,0025	0,0125	0,0085	0,0014	0,007	0,0045	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0008	0,004	0,004	0,0005	0,0025	0,0025	0,0340	Vérifiée
9	0,019	0,095	0,006	0,012	0,06	0,001	0,0306	Vérifiée
8	0,0178	0,089	0,012	0,0118	0,059	0,07	0,0306	Vérifiée
7	0,0154	0,077	0,012	0,0104	0,052	0,011	0,0306	Vérifiée
6	0,0139	0,0695	0,011	0,0082	0,041	0,007	0,0306	Vérifiée
5	0,0117	0,0585	0,012	0,0068	0,034	0,0075	0,0306	Vérifiée
4	0,0093	0,0465	0,012	0,0053	0,0265	0,007	0,0306	Vérifiée
3	0,0069	0,0345	0,0115	0,0039	0,0195	0,007	0,0306	Vérifiée
2	0,0046	0,023	0,0105	0,0025	0,0125	0,0055	0,0306	Vérifiée
1	0,0025	0,0125	0,0085	0,0014	0,007	0,0045	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0008	0,004	0,004	0,0005	0,0025	0,0025	0,0340	Vérifiée

On remarque d'après les résultats illustrés dans le tableau V.6 que les valeurs du déplacement augmentent d'une façon monotone avec l'élévation du nombre d'étages dans la structure. On constate que la condition exigé par le règlement RPA est vérifiée ou les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

V.14.Conclusion

Dans ce chapitre on a réalisé une étude paramétrique sur les facteurs influents le comportement des structures avec différents types d'étage. Les facteurs considérés sont :

- Période de vibration et la fréquence de chaque structure
- Déplacements relatifs horizontaux
- Déplacements horizontaux

D'après cette étude, on a montré que l'augmentation du nombre des étages a un effet néfaste sur comportement sismique des structures.

Chapitre VI :

***Calcul des éléments structuraux
selon les trois structures***

VI.1 Chargement des portiques

VI.2. Etude sous charges verticales et horizontales

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETAPS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

a. Poutres

Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

b. Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec : G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

Le chargement

Pour la détermination du chargement des portiques, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre sans prendre en considération le poids propre des poutres et des voiles ; parce que L'ETAPS va prendre en considération.

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

	γ_b	F_{c28}	σ_b Mpa	σ_s Mpa
Situation durable	1,5	25	14,2	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,5	400

➤ Recommandations du RPA99/version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa sera de : $-A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm. ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$)
- La longueur minimale des recouvrements est de $-40 \varnothing$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
- 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

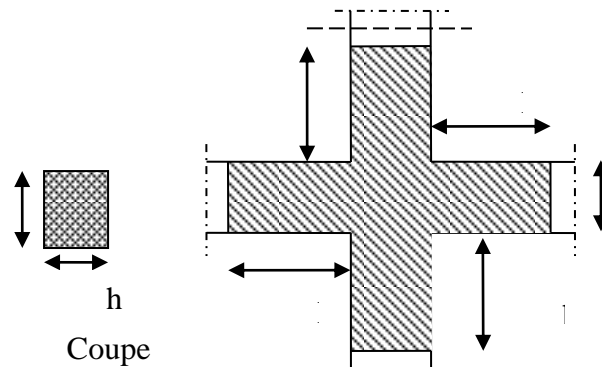


Figure VI.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes1.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			zone de recouvrement	zone courante
RDC+3	40×40	12.8	96	64

Tableau VI.3 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes2.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone de recouvrement	zone courante
RDC - 3 ^{ième}	45×45	16.2	121.5	81

étage				
3 ^{ième} étage - 6 ^{ième} étage	40×40	12.8	96	64

Tableau VI.4 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes3.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			zone de recouvrement	zone courante
RDC - 3 ^{ième} étage	50×50	20	150	100
3 ^{ième} étage - 6 ^{ième} étage	45×45	16.2	121.5	81
6 ^{ième} étage - 9 ^{ième} étage	40×40	12.8	96	64

VI.4.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en 02 zones :

Les niveaux (RDC) zone I

Les niveaux (1-2-3-4-5) zone II

Tableau VI.5 : les résultats des efforts et moments de chaque combinaison pour chaque section du poteau.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{cor} (KN)	M_{\max} (KN.m)	M_{cor} (KN.)	N_{\min} (KN)
40×40	1306,04	7,335	1591,40	53,02	28,606	791,92
45×45	1959,06	11,002	2387,15	79,52	42,91	1187,88
50×50	2938,59	16,503	3580,725	119,28	64,365	1781,82

VI.5. Calcul de ferrailage des poteaux

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2C = 38\text{ cm}$, $f_{eE} = 400\text{MPa}$, $l = 340\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

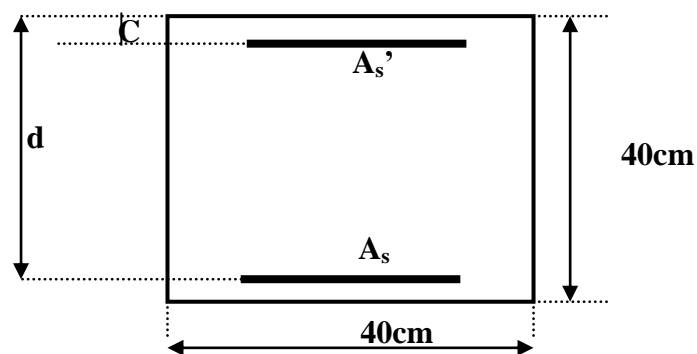


Figure VI.2 : Section du poteau à étudier.

VI.5.1 Poteau (40×40) cm

- 1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0056 \text{ m} = 0,56 \text{ cm.}$$

$e = 0,0056 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1306,04 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0056 \right) = 242,40 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} N_u = 1306,04 \text{ KN} < 2397,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 242,40 \text{ KN.m} < 377,81 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

•2^{ème} Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,033 \text{ m} = 3,3 \text{ cm.}$$

$e = 0,033 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1591,40 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,033 \right) = 338,97 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} N_u = 1591,40 \text{ KN} < 2397,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 338,97 \text{ KN.m} < 428,82 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

•3^{ème} Cas 0,8G + E:

$$e = \frac{M}{N} = 0,0361 \text{ m} = 3,61 \text{ cm.}$$

$e = 0,0361 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 791.92 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0361 \right) = 171.134 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 791.92 < 2397.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 171.134 \text{ KN.m} < 257.37 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

➤ Section adoptée

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 12.8)$$

Pour une section de béton (40×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 12.8 \text{ cm}^2.$$

On adopte **cm². 8T14**

VI.5.1 Poteau (45×45) cm

• 1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0056 \text{ m} = 0,56 \text{ cm.}$$

$e = 0,0056 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1959.06 \times \left(0,43 - \frac{0,4}{2} + 0,0056 \right) = 461.55 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 1959.06 \text{ KN} < 3034.46 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 461.55 \text{ KN.m} < 605.44 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

•2^{ème} Cas **G + Q + E** :

$$e = \frac{M}{N} = 0.033 \text{ m} = 3.3 \text{ cm.}$$

$e = 0.033 \text{ m} < \frac{h - 0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2387.15 \times \left(0,43 - \frac{0,4}{2} + 0.033 \right) = 627.82 \text{ KN.m} .$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 2387.15 \text{ KN} < 3034.46 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 627.82 \text{ KN.m} < 674.64 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

•3^{ème} Cas **0,8G + E**:

$$e = \frac{M}{N} = 0.0361 \text{ m} = 3.61 \text{ cm.}$$

$e = 0.0361 \text{ m} < \frac{h - 0,4}{2} = 0.2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1187.88 \times \left(0,43 - \frac{0,4}{2} + 0.0361 \right) = 316.09 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 1187.88 < 3034.46 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 316.09 \text{ KN.m} < 423.67 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

➤ **Section adoptée**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A1, A2, A3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16.2)$$

Pour une section de béton (45×45) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 16.2\text{cm}^2.$$

On adopte **cm². 4T20+4T14**

VI.5.1 Poteau (50×50) cm

• **1^{ère} Cas ELU :**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0056 \text{ m} = 0,56 \text{ cm.}$$

$e = 0,0056 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2938.59 \times \left(0,48 - \frac{0,4}{2} + 0,0056 \right) = 839.26 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} N_u = 2938.59 \text{ KN} < 3746.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ M_u = 839.26 \text{ KN.m} < 930.68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array}$$

• **2^{ème} Cas G + Q + E :**

$$e = \frac{M}{N} = 0.033 \text{ m} = 3.3 \text{ cm.}$$

$e = 0.033 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3580.725 \times \left(0,48 - \frac{0,4}{2} + 0.033 \right) = 1120.76 \text{ KN.m} .$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 3580.725 \text{KN} < 3746.25 \text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 1120.76 \text{ KN.m} < 1717.82 \text{KN.m.} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

•3^{ème} Cas 0,8G + E:

$$e = \frac{M}{N} = 0.0361 \text{m} = 3.61 \text{cm}.$$

$e = 0.0361 \text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0.2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1781.82 \times \left(0,48 - \frac{0,4}{2} + 0.0361 \right) = 563.23 \text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 1781.82 < 3746.25 \text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 563.23 \text{KN.m} < 678.85 \text{KN.m.} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

➤ Section adoptée

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0; 0; 0; 20)$$

Pour une section de béton (50×50) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 20 \text{ cm}^2.$$

On adopte **cm². 4T20+4T16**

Tableau VI.6 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Section de poteaux (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
40×40	12.8	12.8	8T14
45×45	16.2	16.2	4T20+4T14
50×50	20	20	4T20+4T16

VI.6. Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

-Vu : Effort tranchant de calcul ;
-h₁ : hauteur totale de la section brute ;
-f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
-ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.
-S_t : Espacement des armatures transversales.

a)Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$ on prend = 15 cm.

b) Zone courante

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,38}{0,40} = 5,95 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 80,96}{40 \times 400 \times 10^2} = 1,9 \text{ cm}^2$$

c) **Quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,95 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm².**

VI.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (50×50) cm² »

$$T_{\max} = 90.55 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{90.5}{(50 \times 48)} = 0.38 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min((0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})) = 3,33 \text{ Mpa.}$
(Fissuration non préjudiciable)

$$\tau_u = 0,38 < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VI.8. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante

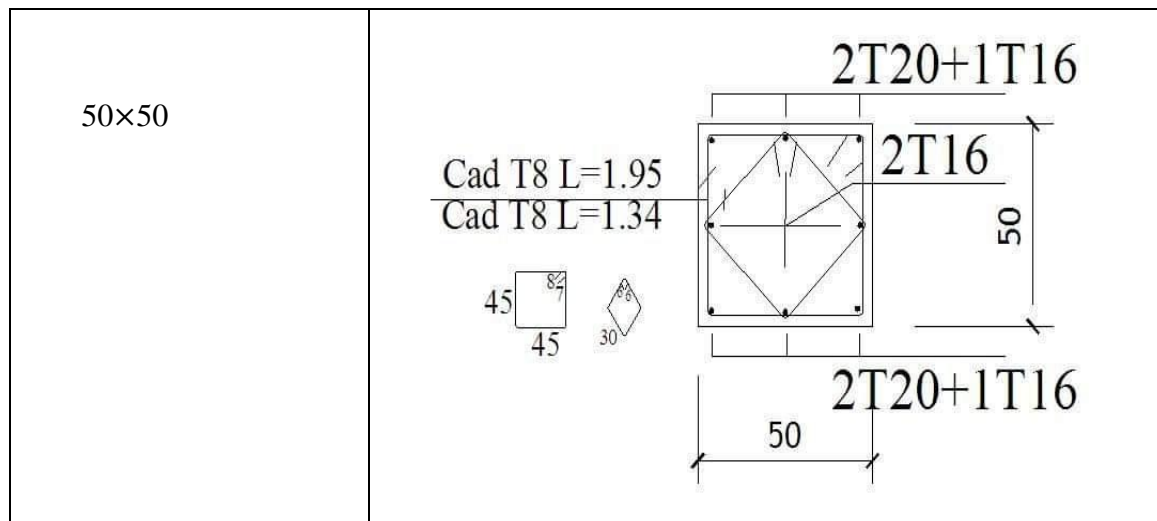
$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Zone nodale

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 2,01 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Tableau.VI.7 : Ferrailages des poteaux.

Section du poteau	Ferrailage
40×40	
45×45	



VI.9. Etude des poutres

VI.9.1. Introduction

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion des efforts tranchants, pour la simplification, on ne tiendra pas en compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par la BAEL91.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \\ \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \end{array} \right.$

- Sollicitation du 2^{ème} genre : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$

➤ Si $M_{sp2} / M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2} / M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

VI.9.2. Calcul de la section des armatures**a) Etat limite ultime de résistance****❖ Armatures longitudinales****• Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :**

$$\checkmark A_{min} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{en toute section})$$

$$\checkmark A_{max} = 4\% \times b \times h \quad (\text{en zone courante}) .$$

$$\checkmark A_{max} = 6\% \times b \times h \quad (\text{en zone de recouvrement})$$

$$\checkmark \text{La largeur minimale de recouvrement est de : } 40 \varnothing \text{ (zone IIa)}$$

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

• D'après BAEL91

$$\checkmark \text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 1,5$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{MIN}^{BAEL} ; A_{MIN}^{RPA})$$

❖ Armatures transversales**VI.9.3. Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{➤ Contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art /A-5.1.1}$$

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

➤ Contrainte admissible (fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \quad \text{Art/ A.5.1,211 BAEL91}$$

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing l \right\} \quad \text{Art/ A.7.2.2 BAEL91}$$

➤ L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing l ; 30 \right\} \quad \text{en zone nodale RPA /7.5.2.2}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante RPA /7.5.2.2}$$

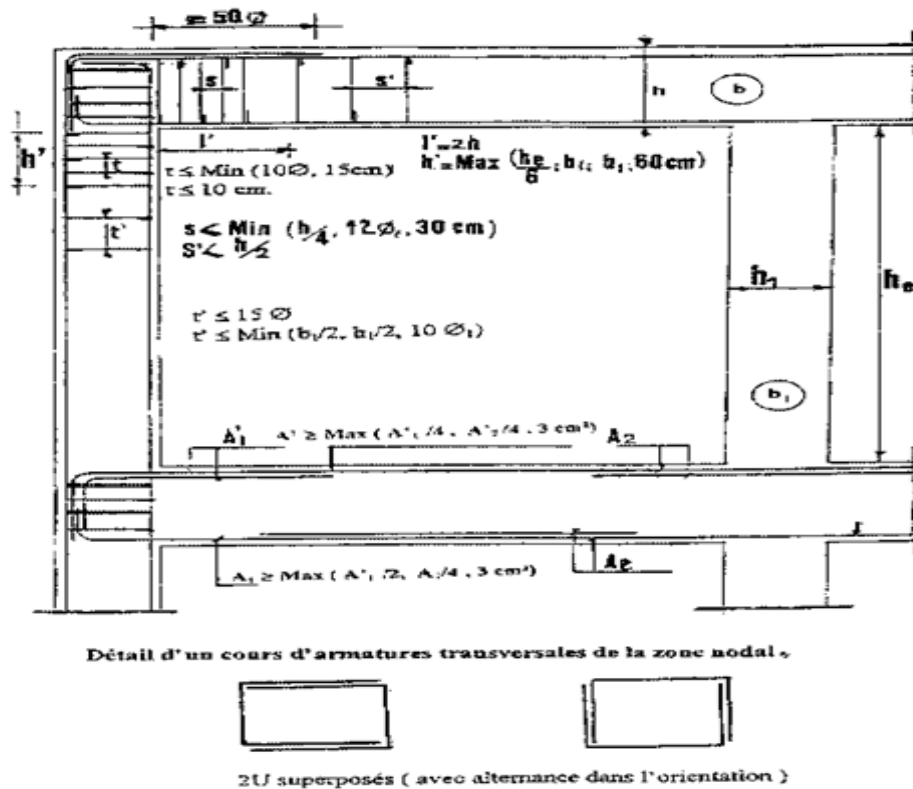


Figure VI.3 : Disposition constructives des portiques

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants

Tableau VI.8 : moments max des Poutres principales et secondaire.

Etages	Type	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)
			M1	M2		
RDC jusqu'au 9ième étage	Pp	Travée	89,339	87,384	0,98	89,339
		Appuis	127,655	129,897	1.02	129,897
	Ps	Travée	23,383	63,627	2,72	63,627
		Appuis	33,716	99,041	2,94	99,041

VI.9.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC)

❖ Poutre principale (30x50)

VI.9.4.1.Ferrailage longitudinal

✓ Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 50 / 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 50 / 100 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 50 / 100 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

❖ Données

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 50\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 45\text{cm}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

➤ Ferrailage on travées

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 89,339 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 87,384 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,98 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$Mt = 89,339 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91($G+Q \pm E$) :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.5 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89,339 \times 10^6}{18.5 \times 450^2 \times 300} \mu = 0,08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.08}}{2}$$

$$\beta = 0.96$$

$$A_t = \frac{Mtu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{89,339 \times 10^6}{0.96 \times 450 \times 400} = 5,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 5,94 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage on appuis

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 127,655 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 129,897 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,02 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$Ma = 127,655 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.5 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Ma_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127,655 \times 10^6}{18.5 \times 450^2 \times 300} \quad \mu = 0,113$$

$$\mu = 0.113 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.113}}{2}$$

$$\beta = 0.94$$

$$A_t = \frac{Mtu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{127,655 \times 10^6}{0.94 \times 450 \times 400} = 7.54 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

❖ Poutre secondaire (30x35)

Ferrailage longitudinal

✓ Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\text{max1}} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\text{max2}} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

❖ **Données**

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31.5\text{cm}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 18.48\text{ Mpa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

➤ **Ferrailage on travées**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 23.383\text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 63.627\text{KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2.72 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$Mt = 63.627\text{KN.m}$$

D'après BAEL 91(G+Q ± E.) :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.5\text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63.627 \times 10^6}{18.5 \times 315^2 \times 300} \mu = 0,116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.116}}{2}$$

$$\beta = 0,94$$

$$A_t = \frac{Mt_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63.627 \times 10^6}{0.94 \times 315 \times 400} = 5,37\text{cm}^2.$$

$$A_{cal} = 5,37\text{cm}^2 > A_{min} = 1,05\text{cm}^2$$

➤ **Ferrailage on appuis**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 33.716\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=99,041\text{KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 2,937 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$Ma = 99,041\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18,5 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Ma_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{99,041 \times 10^6}{18,5 \times 315^2 \times 300} \quad \mu = 0,180$$

$$\mu = 0,180 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,180}}{2}$$

$$\beta = 0,9$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{99,041 \times 10^6}{0,9 \times 315 \times 400} = 8,73 \text{ cm}^2.$$

Tableau.VI.9 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire

Etage	Type	Position	Moment	As calculé	As min(R PA)	Amin (BAE L)	Choix	As
RDC jusqu'au 9 étages	PP	Travée	89,339	5,17	7,50	1,5	3T14+2T12	6,88
		Appuis	127,655	7,54			3T14+2T14	7,70
	PS	Travée	63,627	5,37	5,25	1,05	3T14+2T12	6,88
		Appuis	99,04	8,73			3T14+3T14	9,24

❖ **Vérification nécessaire pour pp**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 45 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{142,29 \times 10^3}{450 \times 300} = 1,054 \text{ Mpa} \quad \square$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u \quad \square = \text{Min} (0,2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,054 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$ condition vérifier (Donc pas de risque de cisaillement).

VI.9.4.2- Calcul les armatures transversales

✓ **Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (14,29 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \dots \\ St \leq \min (40,5; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les Conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 25 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\varphi) = 12,5\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20\text{cm}$
- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1.04 - 0,3.1.2,1).30.1}{0,9*1*235} = 0,06cm \dots(1)$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$$

De (1) et (2) : on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

D'où $At \geq 0,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$S_t = 10 \text{ cm}$

VI.9.4.3 Vérification à l'E.L.S

➤ **Travée :**

Tableau IV.10 : Vérification des contraintes en travée.

Moment service	M_{ser}	89,339KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 3.44 \times 45 = 309.6 \text{ cm}^2$ $Y = -3.44 + \sqrt{3,44^2 + 309.6}$ $= 14,49 \text{ cm}$	14,49cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (30.(14,49)^3/3) + 15 \times 6,88(45 - 14,49)^2 = 126518,49 \text{ cm}^4$	126518,49cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 89,339 \times 10^3 / 126518,49$	0.71Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,71 \times 14,49 = 10.29$	10.29 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,71(45 - 14,49)$	328.13MPa
Vérification de la contrainte dans le	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	10.29 < 15 vérifiée

béton A – 4 .5 .2 BAEL91		
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma} = f_e = 500 \text{ Mpa}$	328.13MPa < 500MPa vérifiée

En appui :

Tableau IV.11 : Vérification des contraintes en appui.

Moment service	M_{ser}	127,655Kn.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.70}{30} = 3.85 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 3,85 \times 45 = 346.5 \text{ cm}^2$ $Y = -3.85 + \sqrt{3.85^2 + 346.5}$ $= 15.16 \text{ cm}$	15.16cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (30. \left(\frac{15.16^3}{3} \right) + 15 \times 7,70(45 - 15.16)^2) = 137685.72 \text{ cm}^4$	137685.72 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 127.655 \times 10^3 / 137685.72$	0.93Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.93 \times 15,16 = 14.1$	14.1 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.93(45 - 15,16)$	416,27MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	14,1 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma} = f_e = 500 \text{ Mpa}$	416,27 MPa < 500MPa Vérifiée

VI.9.4.4. Vérification de la flèche :**➤ poutre principale (30X50)**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0051 < 0,0105 \dots\dots \text{condition vérifiée..} \end{array} \right.$$

➤ poutre secondaire (30X35)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0072 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

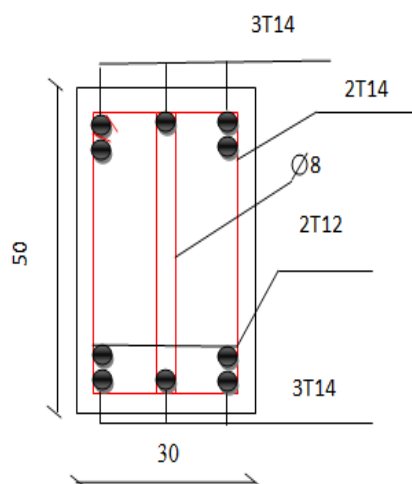


Figure VI.4 : ferrailage des poutres principales.

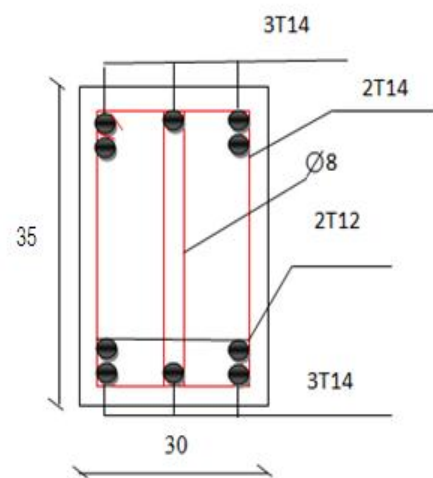


Figure VI.5 : ferrailage des poutres secondaire.

VI.10. Etude des voiles**VI.10.1 Introduction**

Le RPA/99/version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.

- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

VI.10.2 Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2 \% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10\emptyset$

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e} \quad v = 1.4 \times v_u$$

VI.10.2.1. Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(15e ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < e / 10$

➤ **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

-Armatures verticales.

-Armatures horizontales.

-Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

• Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.

• Pour la vérification : $G + Q \pm E$

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VI.10.3.Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.10.4.Exemple de calcul

Voile V1(RDC)

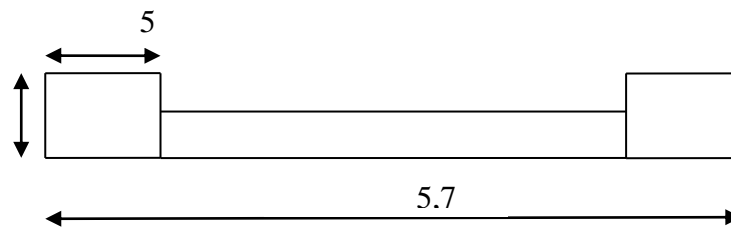


Figure VI.6 : Vue en plan du voile plein en U

VI.10.4.1.Détermination des contraintes

✓ Combinaison : (G + Q ± E)

$A=1,38\text{m}^2$ $I = 4,6544\text{m}^4$ $V = 2.85\text{m}$ $N=2307,83\text{KN}$ $M=10752,939\text{KN.m}$ $T=891,91\text{KN}$

Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E)

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2307,83 \times 10^{-3}}{1,38} + \frac{10752,939 \times 2.85 \times 10^{-3}}{4,6544} = 8,25\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2307,83 \times 10^{-3}}{1,38} - \frac{10752,939 \times 2.85 \times 10^{-3}}{4,6544} = -4,91\text{MPa}$$

$\sigma_1=8,25\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b=18.48\text{Mpa}$Condition Vérifier.

$\sigma_2=-4,91\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b=18.48\text{Mpa}$Condition Vérifier.

VI.10.4.2.Calcul des armatures verticales (0,8G ± E)

$N = 1793, 01\text{KN}$

$M = 10741, 399\text{KN.m}$

$$T = 886,48 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1793,01 \times 10^{-3}}{1,38} + \frac{10741,399 \times 2.85 \cdot 10^{-3}}{4,6544} = 7,88 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1793,01 \times 10^{-3}}{1,38} - \frac{10741,399 \times 2.85 \cdot 10^{-3}}{4,6544} = -5,28 \text{MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

✓ la longueur tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{5,28}{7,88 + 5,28} \times 5,7$$

$$\Rightarrow X = 2,29 \text{ m}$$

✓ La longueur de la zone comprimée

$$Y = L - X = 5,7 - 2,29 = 3,41 \text{m}$$

✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{|\sigma_2| \times (X - b)}{X}$$

$$\sigma_3 = \frac{5,28 \times (2,29 - 0,64)}{2,29} = 3,9 \text{Mpa}$$

✓ Détermination des armatures verticales

Effort de traction

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \times b \times h = \left(\frac{5,28 + 3,9}{2} \right) \times 400 \times 600 = 1101600 \text{ N} = 1101,6 \text{KN}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} \times (X - b) \times e = \frac{3,9}{2} \times (2290 - 600) \times 200 = 659100 \text{ N} = 659,1 \text{KN}$$

$$F_{\text{totale}} = F_1 + F_2 = 1101600 + 659100 = 1760700 \text{ N} = 1760,7 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{TOT}}{\sigma_s} = \frac{1760700}{400} = 4401,75 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{4401,75 \times 100}{229} = 1922,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times v}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 886,48 \times 10^3}{400} = 34,12 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{34,12 \times 100}{229} = 14,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section total d'armature :

$$A_{v \text{ tot}} = 14,90 + 7,38 = 22,28 \text{ cm}^2$$

▪ Pourcentage minimal d'armature

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{VTOT} > A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 229 = 9,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

▪ L'espacement

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1, 5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

VI.10.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **$h=340\text{cm}$** .

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 886,48 \times 10}{20 \times 280 \times 0,9} = 2,46 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VI.10.4.4. Calcul des armatures horizontales

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression),}$$

B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(1793,01 \times 10^3 / 20 \times 280 \times 10^2)}{25} = 1,38$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(2,97 - 0,3 \times 2,1 \times 1,38) 20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,085 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1,2 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(a \times 1\text{m}) = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s=5,65cm^2$) avec un espacement de **20cm**.

$$\frac{A_r}{S_r} = \frac{5,65}{20} = 0,28cm \geq 0,094 cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.10.4.5. Les armatures de coutures

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc **4φ 6 par m²**.

Choix d'armature

- **Les poteaux** 4T20+4T16=20,61cm²
- **Les armatures verticales**

On adopte deux nappes en **2(5 T 12 /ml)** soit $A_s = 11,31 cm^2/ml$

- **Les armatures transversales :**

On adopte deux nappes en **2 (5 T 12 /ml)** soit $A_s = 11.31 cm^2/ml$

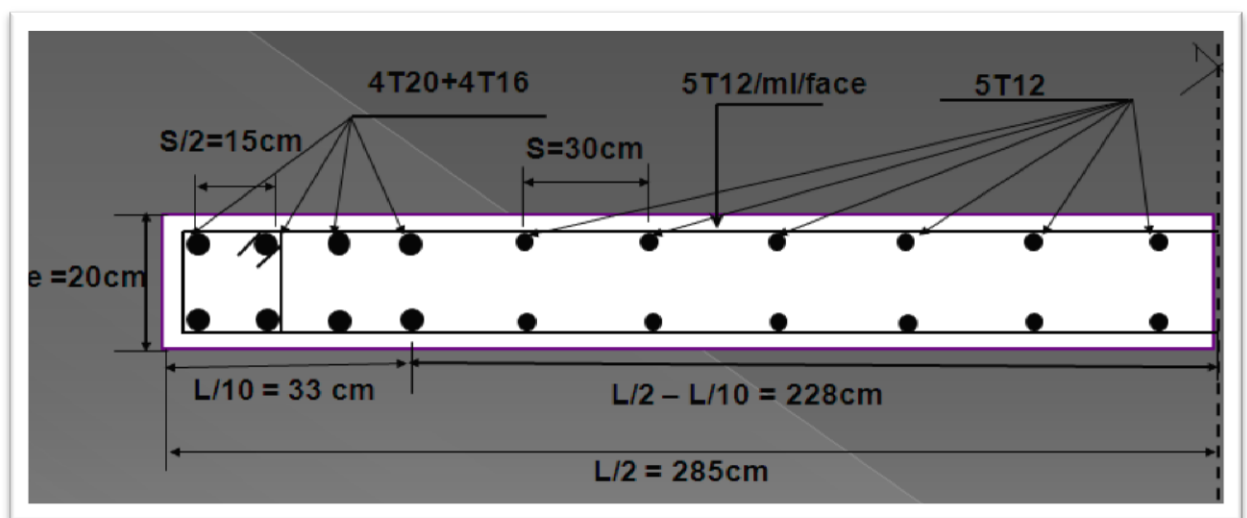


Figure VI.7. Schéma de ferrailage pour un type voile

Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles

Voile	Comb	Kn.m		σ_1	σ_2	X	F_T	A_V	A_{Vj}	A_T
V ₁	G+Q+E	M	12550,9	12,85	-6,49	/	/	/	/	/
		N	3905,69							
	0.8G+Q	M	12555	11,93	-7,42	1,75	1659,600	27,12	10,37	37,49
		N	2771,39							

V_3	G+Q+E	M	10752,9	8,26	-4,91	/	/	/	/	/
		N	2307,83							
	0.8G+Q	M	10741,3	7,88	-5,28	2,29	6760,2	7,38	14,90	22,28
		N	1793,01							
V_5	G+Q+E	M	2554,42	3,12	-0,01	/	/	/	/	/
		N	2142,97							
	0.8G+Q	M	2549,27	2,65	-0,47	0,63	8,90	3,21	28,03	31,24
		N	1504,47							

Chapitre VII :

***Etude de l'infrastructure
pour les différentes structures***

VII.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

VII.2.1. Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

VII.2.2. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes) ;
- Fondations sur pieux (profondes).

VII.2.3. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile ;

VII.2.4. Choix du type de fondations

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;

- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VII.2.5. Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement ;
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

-G±0,8 E

- G+Q±E

VII.2.6. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,7 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

VII.2.7. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, KN

S : Surface d'appuis de la semelle=A.B

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}} = 170 \text{ KN/m}^2$

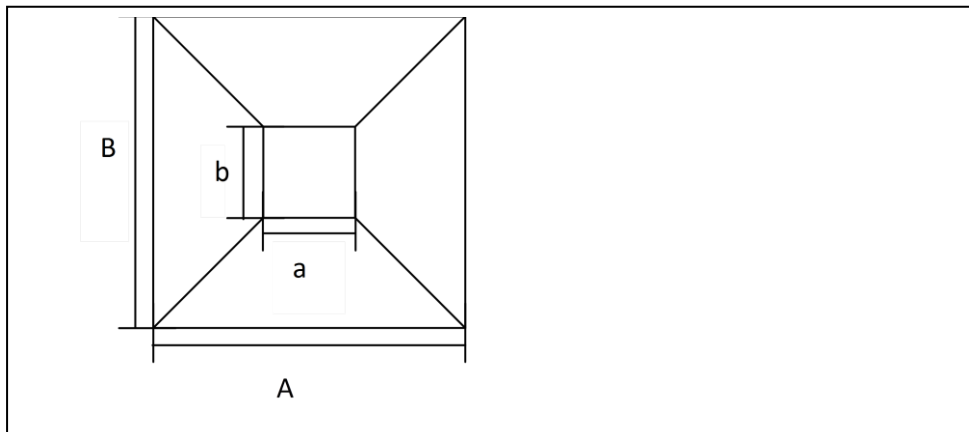


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc $S = B^2$.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$$

Tableau VII.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

	N (KN)	B(m)
Variante 1	834.29	2.28
Variante 2	1708.24	3.26
Variante 3	2713.11	4.11

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,10 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles pour les deux variantes 2 et 3, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.2.8. Vérification des Semelles filantes

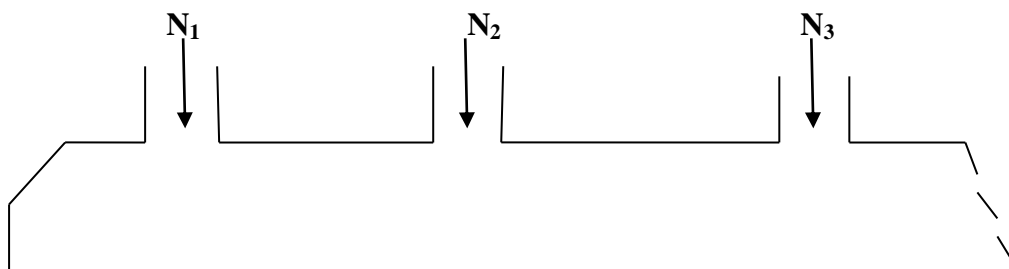


Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

Donc : $B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol} \times L}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

-Selon (X)

Tableau VII.2 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal pour les trois variantes.

	File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
Variante 1	A	3623,52	21,6	0.993	1.2	25.92
	B	3410,38	21,6	0.963	1.2	25.92
	C	3518,80	21,6	0.978	1.2	25.92
	D	2598,38	21,6	0.841	1.2	25.92
	E	4626,14	15,40	1.329	1.9	29.26
	F	4685,28	15,40	1.338	1.9	29.26
Variante 2	A	6804,70	21,6	1.853	1.9	41.04
	B	6414,74	21,6	1.322	1.9	41.04
	C	6509,79	21,6	1.331	1.9	41.04
	D	4807,02	21,6	1.144	1.9	41.04
	E	8337,06	15,40	1.785	1.9	29.26
	F	8483,51	15,40	1.800	1.9	29.26
Variante 3	A	8950,11	21,6	1.561	1.9	41.04
	B	8423,662	21,6	1.515	1.9	41.04
	C	8462,727	21,6	1.518	1.9	41.04
	D	6729,828	21,6	1.354	1.9	41.04
	E	11657,884	15,40	2.110	2.26	34.80
	F	11806,914	15,40	2.110	2.26	34.80

-Selon (Y)

Tableau VII.3: Section des semelles filantes dans le sens transversal pour les trois variantes.

	Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
Variante 1	1	3067,08421	28,1	0.801	1.2	33.72
	2	2980,91579	28,1	0.789	1.2	33.72
	3	3954,61622	28,1	0.909	1.2	33.72
	4	2808,78919	28,1	0.767	1.2	33.72
	5	3223,46111	28,1	0.821	1.2	33.72
	6	3083,68889	28,1	0.803	1.2	33.72
	7	2834,16667	28,1	0.770	1.2	33.72
Variante 2	1	5821,26	28,1	1.104	1.51	42.43
	2	5663,74	28,1	1.089	1.51	42.43
	3	7316,04	28,1	1.238	1.51	42.43
	4	5206,26	28,1	1.044	1.51	42.43
	5	5812,23	28,1	1.103	1.51	42.43
	6	5550,24	28,1	1.078	1.51	42.43
	7	5125,5	28,1	1.036	1.51	42.43
Variante 3	1	7575,698	28,1	1.259	1.51	42.43
	2	7362,862	28,1	1.241	1.51	42.43
	3	9510,852	28,1	1.411	1.51	42.43
	4	7274,764	28,1	1.234	1.51	42.43
	5	8123,122	28,1	1.304	1.51	42.43
	6	7770,896	28,1	1.275	1.51	42.43
	7	7142,1	28,1	1.223	1.51	42.43

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment ;
$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

❖ **Variante 1 :**

Surface totale des semelles = 398.24m² (S_s).

Surface total du bâtiment = 526,196m² (S_b)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{398.24}{526.196} = 0,75 = 75\% > 50\%.$$

❖ **Variante 2 :**

Surface totale des semelles = 519.69m² (S_s).

Surface total du bâtiment = 526,196m² (S_b)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{519.69}{526.196} = 0,98 = 98\% > 50\%.$$

❖ **Variante 3 :**

Surface totale des semelles = 526.196m² (S_s).

Surface total du bâtiment = 526,196m² (S_b)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{526.196}{526.196} = 1.00 = 100\% > 50\%.$$

Tableau VII. 4: vérification pour les trois variantes.

	Vérification de $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$	Observation
Variante 1	75	C.N.V
Variante 2	98	C.N.V
Variante 3	100	C.N.V

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VII.2.3. Etude du Radier général

VII.2.3.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

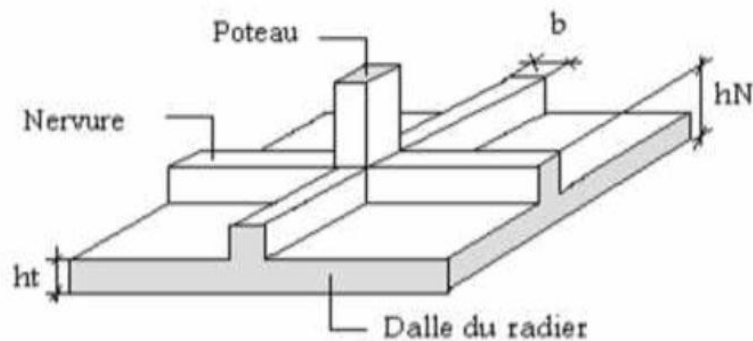


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.2.3.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier pour les trois variantes

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et les charges d'exploitations dues à la superstructure. Dans le calcul du radier on a choisi la variante 3 (R+9)

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ Combinaison d'actions

- L'E.L.U : $N_U = 4830.3112 \text{ KN} = 483.031 \text{ t}$

- L'E.L.S : $N_{ser} = 2713.11 \text{ KN} = 271.311 \text{ t}$

❖ Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{2713.11}{170} = 15.95 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 526,196 \text{ m}^2 > S_{rad} = 15.95 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une

Surface d'assise : $S=244,25\text{m}^2$.

❖ Épaisseur du radier (h)

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 390\text{cm}$$

$$15,6 \leq d \leq 19,5\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1\text{m} \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1\text{m} \cdot (4830.3112 / 606.196) \cdot 3,90}{2} = 15.53 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{15.53 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 10.35\text{cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 10.35 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d+c= 10.35+5=15.35\text{cm}$

Soit : h= 45cm.

On prend : h=45cm ; d=40cm

VII.2.3.3 Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 43,33\text{cm} \leq h \leq 65\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm, d=54cm, b = 35cm**

VII.2.3.4. Vérification des contraintes

✓ Poids propre du radier :

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0,45 \times 606.196 + 0,6 \times 0,35 \times 127,7)$$

$$G_{\text{rad}} = 749.013 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 2713.11 + 749.013 = 3462.123 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3462.123}{606.196} = 5.74 \text{ t/m}^2 < 17 \text{ t/m}^2 = 1,7 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.3.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,60)^3/12 = 0,0063 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3258746 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,35 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,0063}{400 \times 0,35}} = 4,92 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,90 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,72 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VII.2.3.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

N_u , voile = 843.89 kn effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20 + 4,15 + 2 \times 0,0) = 11,5 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 6037,5 \text{Kn}$$

$N_u = 843.89 \text{Kn} \leq 6037,5 \text{Kn}$condition vérifiée

✓ **Sous poteaux :**

N_u , pot=2491.75kn effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$u_c = 2(2 \times 0,35 + 2 \times 0,45) = 3,2 \text{ m}$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,45 \times 26000}{1.5} \leq 1123,2 \text{ Kn}$$

$N_u = 2491.75 \text{Kn} \leq 1123,2 \text{Kn}$condition vérifiée.

VII.2.3.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$W \geq \alpha \gamma h S_r$ Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 9982.424 + 3415.782 = 13398.21 \text{Kn}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 606.196 \text{m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1,5310323606.196 = 18185.88 \text{Kn}$

$W = 13398.21 \text{Kn} > 18185.88 \text{Kn}$

VII.2.3.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35 G_{\text{radier}}$$

$N_u = 4830.3112 + 1.35 \times 749.013 = 5841.47 \text{t}$

$$Q = G_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_r} = 9.63 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = G_{max} - G_{radier} = 8.50t/m^2$$

$$Q = G_{max} = \frac{N_s}{S_r} = 4.47t/m$$

$$Q = G_{max} - G_{radier} = 3.35t/m^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q=3.66 \text{ t/ m}^2$$

VII.3. Ferrailage du radier

VI.3.1 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x≤L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ere} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.35M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4,25 - 0,35 = 3,9$$

$$L_x = 3,30 - 0,35 = 2,95\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{3,9} = 0,75 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 1.98 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1.01 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,75 \\ v = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 1,68 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0,86 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 1,68 \text{ t.m} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,16 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,68 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,007 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^4}{39,87 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12 cm² / ml** , **A = 5,65 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,86 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,0034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0034 \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$Z = 39,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,86 \times 10^4}{39,93 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T12 = 5,65 cm²**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 1,98 = 0,99 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,99 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,0043 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0043 \Rightarrow C = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 39,92m$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,92 \times 348} = 0,71cm^2 / ml$$

On adopte : **6T14** avec un espacement de **18cm**.

❖ Sens-Y

$$M_a = 0,5 \times 1,01 = 0,505t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,505 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,0022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0022 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0026$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 39,96cm$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,96 \times 348} = 0,71cm^2 / ml$$

On adopte : **6T14** avec un espacement de **18cm**.

VI.3.2. Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VI.3.3. Vérification des contraintes à ELS :

En travée

$$\checkmark \text{ Sens X:} \quad M_{ser} = 1.68 \text{ t.m}$$

Tableau VII.13 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	16.8KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85cm$	7,43cm

	$E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 68 \text{ cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 68} = 7,43 \text{ cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100 \cdot (7,43)^3 / 3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{16,8 \times 10^3}{103575,63}$	0.16 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,16 \times 7,43$	1.21 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,16(40 - 7,43)$	78.17 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	1.21 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$	78.17 < 201.63

Sens Y:

$$M_{ser} = 0.86 \text{ t.m}$$

Tableau VII.14 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	8.60 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$	7,43 cm

	$E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8 \text{cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43 \text{cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40-7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$ $K = \frac{8.60 \times 10^3}{103575,63}$	0,083Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,083 \times 7.43$	0.61Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,083(40-7,43)$	40.54Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.61 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$	40.54 < 201.63

.....
En appuis

➤ **Sens X**

Ma=0,99t.m

Tableau VII.15 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M _{ser}	9.90KN.m
Position de l'axe	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	8,54cm

neutre	$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8 \text{ cm}^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54 \text{ cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2 = 135075,20 \text{ cm}^4$	135075,20 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{9.90 \times 10^3}{135075,20}$	0,073 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,073 \times 8,54$	0,62 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,073(40 - 8,54)$	34.44 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,62 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	34.44 < 201.63

➤ Sens-Y

$$M_a = 0.505t.m$$

Tableau VIII.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	5.05KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	8,54cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2 = 135075,20cm^4$	135075,20cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{5.05 \times 10^3}{135075,20}$	0,037Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,037 \times 8,54$	0,32MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.037(40 - 8,54)$	17.46MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.32 < 15 vérifiée

Vérification contrainte dans l'acier	$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	17.46 < 201.63
--	---	----------------

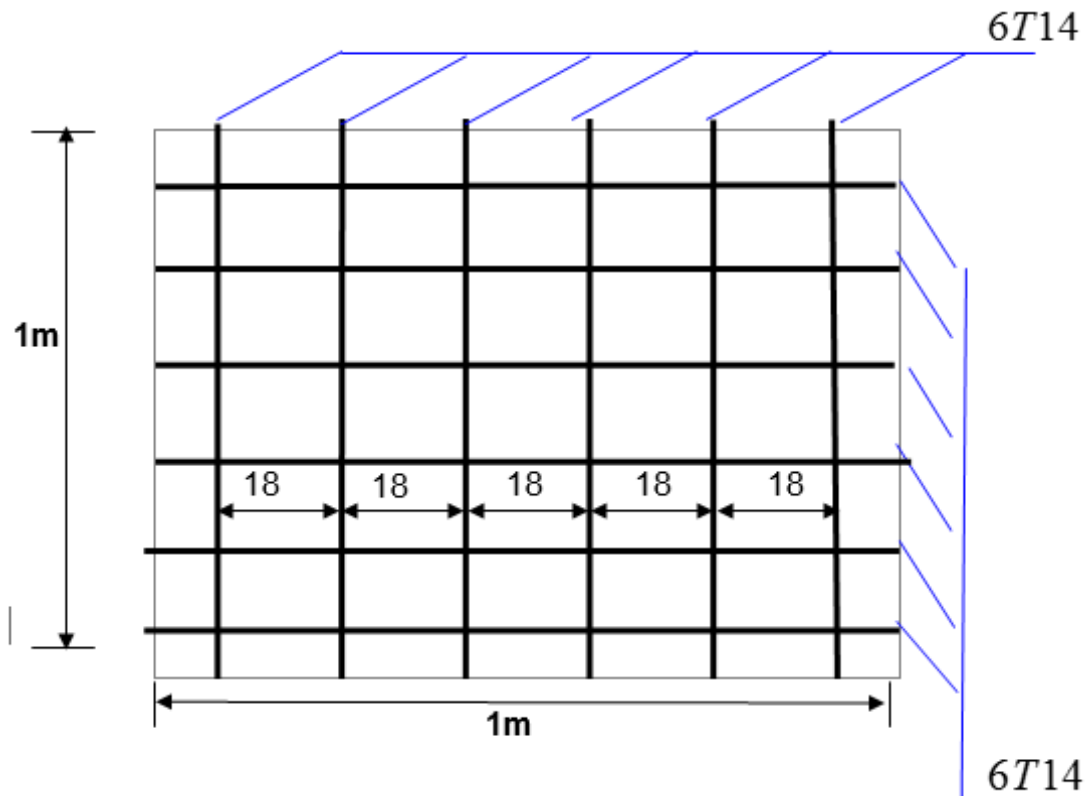


Figure VII.4 : Ferrailage du radier générale

VII.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VII.4.1.Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,95m$

$Ly_1 = 3,90m$

$Lx_2 = 2,30m$

$Q = 3.66 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{3.66}{2} \left[\left(1 - \frac{2,95^2}{3 \times 3,90^2} \right) . 2,95 + \left(1 - \frac{2,30^2}{3 \times 3,90^2} \right) . 2,30 \right] = 3.74 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{3.74 \times 3,90^2}{8} = 7.11 \text{ t.m}$$

VII.4.2. Calcul du ferrailage

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 7.11 = 6.04 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.047 \times 10^4}{35 \times 54^2 \times 14,16} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 52.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.04 \times 10^4}{48.71 \times 348} = 3.56 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : 4T20=12.57cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 7.11 = 3.55 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.55 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 62.57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.55 \times 10^4}{62.57 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : (4T16); A = 8.04cm²

- **Appuis de rive:**

$$M_a=0,2.M_0=0,2 \times 7.11=1.422 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.422 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.422 \times 10^4}{0,994 \times 63 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **(4T16)** ; **A = 10.05 cm²**

VII.4.3. Sens transversal

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 3.66 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 3.75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 3.66 \cdot 3.75 = 9.15$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{9.15 \times 3.75^2}{8} = 16.08 \text{ t.m}$$

VII.4.4. Calcul du ferrailage

➤ En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 16.08 = 13.67 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.67 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,16} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.67 \times 10^4}{0,944 \cdot 63 \cdot 348} = 6.60 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T16 ; **A = 16,08 cm²**

➤ En appuis :

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \times 16.08 = 8.04 \text{ t.m} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8.04 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,16} = 0,0012 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0012 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.04 \times 10^4}{0,998 \cdot 63 \cdot 348} = 3,67 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T14** ; **A = 12,32 cm²**.

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 16,08 = 3,21 \text{ t.m} \quad ; \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,21 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,16} = 0,0012 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,21 \times 10^4}{0,994 \cdot 63 \cdot 348} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **(8T12)** ; **A = 9,04 cm²**.

VII.4.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,80) = \mathbf{6,3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section (h x b₀) = (0,70 x 0,45) m², on a :

Soit : 4T16, A_s = 8,03 cm²

VII.5. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 80,96 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{80,96}{450 \times 630} = 2,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20\text{mm}; 12\text{mm}; 45\text{mm}) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(17,5; 14,4) = 10\text{cm}$$

on prend $S_t = 10\text{cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(2,04 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, $A=3,84\text{cm}^2$.

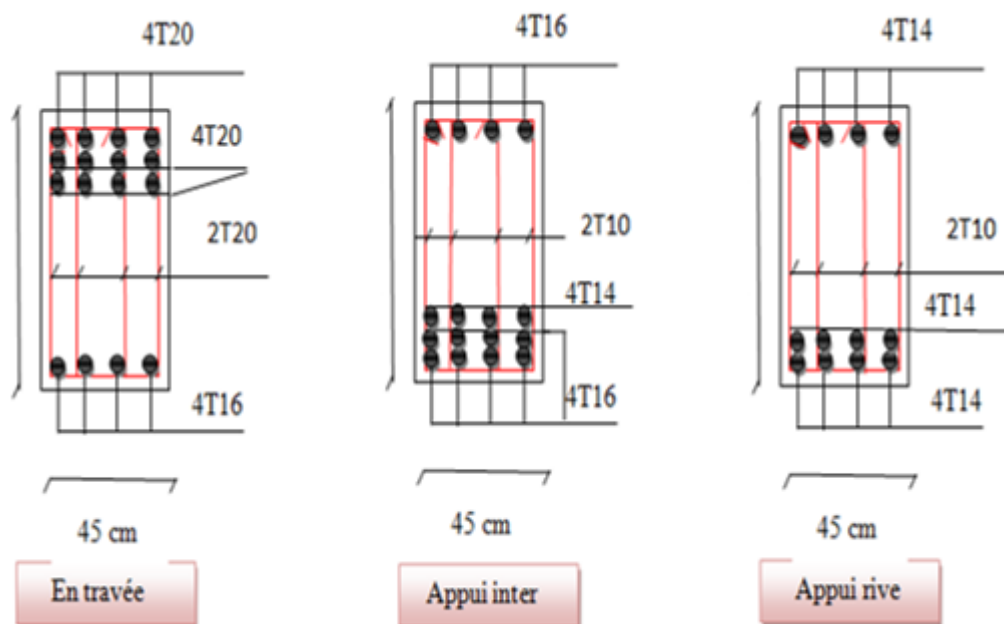


Figure VII.5: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

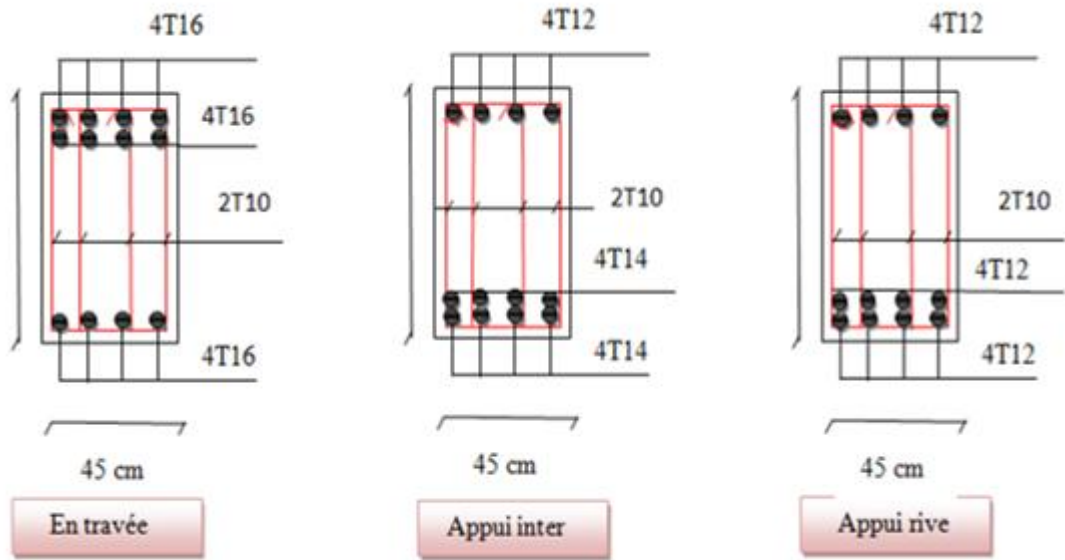


Figure VII.6 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire de fin d'étude nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques de calcul ainsi la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et aussi d'approfondir ses connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce à la connaissance d'ingénieur et de chercheur dans le domaine de génie civil.

D'après cette étude, on peut énumérer quelques conclusions, qui sont basées sur des résultats obtenus :

1. Les périodes du bâtiment dans le sens x augmentent d'une façon remarquable de 54 et 72% avec l'élévation de nombre d'étage du 3 étages à 6 étages et du 3 étages à 9 étages par contre les valeurs sont identiques dans le sens y .
2. La force sismique à augmenter de 94% et 150% pour le bâtiment de R+6 et R+9 successivement par rapport au bâtiment de référence R+3.
3. Les déplacements relatifs horizontaux sont très élevés particulièrement avec l'augmentation du nombre d'étages.
4. L'effet du 2ème ordre (ou effet $P-\Delta$) est très élevé pour le bâtiment R+9 et le bâtiment R+6 3 comparant à celui du bâtiment R+3.
5. Les voiles de contreventement éliminent l'effet néfaste de la majorité des déplacements comme observé à partir des résultats, l'augmentation du nombre des étages dans les bâtiments présente un grande impacte sur le comportement des structures mais en peut diminuer cet impacte avec des voiles de contreventement.

Références bibliographies

REGLEMENT

CGS. (Décembre 1993). Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

CGS. (Octobre 1988). DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

CGS. (2003). Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003

Eyrolles. (Décembre 1992). BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

Eyrolles. (2000 3eme édition). Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux. (Juillet 1999). Pratique du B.A.E.L 91.

Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux. (Juillet 1999). Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.

LIVRES ET POLYCOPIE

BOUBKEUR Toufik. (2020). Polycopié de Cours de béton armé 1 et 2 , 3èmeGC.

Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.

Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

Étude d'un bâtiment« 2 sous-sol, RDC + 9 étages » du forme Irrégulière a usage multiple.

PFE final R+10+SOUS SOL avec BENDJILALI

LOGICIELS

Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.5

Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**

AUTOCAD2009

Les notations

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A_1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A_2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

C_r : charge de rupture

C_m : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

L_c : longueur en élévation

L_n : entre axe des nervures

L_p : longueur en plan

M : moment fléchissant

M_a : moment fléchissant en appui

M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

M_d : moment fléchissant de la droite

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : moment fléchissant totale

M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

M_t : moment fléchissant de travée