

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Djilali Bounaama KHEMIS

MILIANA

Faculté des Sciences et Technologie

Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master

En génie civil

Option

Structure

Thème :



*Etude d'un centre
multifonctionnel de SIM
(S-Sol+RDC+8étages).*

) Réalisé par :

- *BECHAREF Lamiaa*
- *CHETTI Imane*

) Encadré par :

- *Mr.KOUIDRE DJELOUL Omar*

Année universitaire : 2017/2018.

Remerciement

Nous rends grâce à Allah de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Nous tenons à remercier notre encadreur **Mr Kouider Jeloul Omar** pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.*

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

A tous les enseignants du département du génie civil.

Nos gratuites et nos chaleureux remerciements s'adressent également à nos parents.

Un grand et spécial remerciements à tous les membres de l'universitaire de Djilali Bounaama Khemis Miliana pour leurs soutiens et leurs aides.

***En fin**, nous remercions tous ceux qui nous aidé de loin ou de prés pour l'élaboration de ce travail.*

DIDJACE

Avant tout, je remercie le grand Allah qui nous a aidés à élaborer ce travail

Je dédie ce modeste travail

A celle que j'aime le plus au monde

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Hamide qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Mustapha qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Et mon marie Radhoine

∞ *Mes frères: Abd el rahmane, Mohammed, Youssef*

∞ *Mes sœurs : Maroi, Khadidja*

∞ *à toute ma famille : CHETTI et ZAHED*

A tous mes amis et mes collègues

A Toute la promotion de génie civil 2018

A je dédie Mons binômes BECHAREF Lamiaa qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

∞ *En fin, Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail*

IMANE

DIDJACE

Avant tout, je remercie le grand Allah qui nous a aidés à élaborer ce travail

Je dédie ce modeste travail

A celle que j'aime le plus au monde

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Salima qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Eldjilali qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mes frères: Mohamed ,Abd elkader

⊗ Mes sœurs : Ikram ,Chahra ,Hanan ,Fatima elzahra

⊗ à toute ma famille : Becharef et Ghallem

A tous mes amis et mes collègues :Chilat adayae, et spécialement Khadidja et Nesrine

A Toute la promotion de génie civil 2018

A je dédie Mons binômes CHETTI Imane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

⊗ En fin, Je remercie ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail et spécialement TAIB Abd nour.

LAMIAA

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز مركز إداري ذو طابق تحت الأرض وطابق ارضي + 08 طوابق يقع ببلدية بني تامو ولاية البليدة. هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب تصنيف القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل طبعة 2003.

هذا المنشأ هو عبارة عن بنية مقاومة بواسطة العارضات و الأعمدة وقياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة (CBA93).

RESUME

Ce projet est un étude d'un centre multifonctionnel en S-SOL et R+08 à usage administratif.

Il est implanté à Bni tamou dans la wilaya de Blida .Cette région est classée en zone sismique III selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA-99 version 2003**).

Cet ouvrage est une structure en portiques auto-stables contreventé par voiles et le pré dimensionnement et le ferrailage des éléments porteurs a été fait conformément à partir les règlements et les lois utilisant en Algérie selon le règlement parasismique algérien (**RPA-99 version 2003**) calculs en béton armée (**CBA93**).

SUMMARY

This brief examines building in basement and R+08 for administratif use. It is located in Bni tamou in the wilaya of Blida. This area is a forte seismic zone III as **RPA-99 / 2003** version.

This book is a gantry structure stable and sail, supporting elements prédimensioning has been made under the (**RPA99version2003**) and (**CBA93**).

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.Diagramme contraintes-déformation du Béton a ELU.....	8
Figure I.2.Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.	9
Figure I.3.Diagramme contraintes-déformations des armatures de tous types a ELU.....	10
Figure II.1.Dimension des poutrelles.	14
Figure II.2.Coupe de voile en élévation.	23
Figure II.3.Schéma statique d'escalier de trios volé.	24
Figure II.4.Schéma statique d'escalier de deux volé.....	26
Figure II.5.Dimension de l'ascenseur.	28
Figure II.6.Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.	29
FigureII.7.Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	30
Figure II.8.Coupe verticale du Plancher en dalle pleine.	32
Figure II.9.Détail mur extérieur	32
Figure II.10.Détail mur intérieur	33
Figure II.11.Dimensions de l'acrotère	34
Figure II.12.Sollicitations de l'acrotère	34
Figure III.1.Sollicitations de l'acrotère à ELU	41
Figure III.2.Schéma de ferrailage	46
Figure III.3.Schéma statique d'une poutrelle isostatique	49
Figure III.4.Poutrelles à deux travées	50
Figure III.5. Poutrelles à trois travées.	51
Figure III.6. Poutrelles à quatre travées	51
Figure III.7 Diagramme des moments et des efforts ELU.	52
Figure III.8 Diagramme des moments et des efforts ELS	53
Figure III.9. Disposition constructive des armatures de la table de compression	58
Figure.III.10. Ferrailage des poutrelles	58
Figure.III.11. Schéma RDM d'escalier de deux volé	59
Figure.III.12. Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.	59
Figure III.13.Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.....	60
Figure III.14.Ferrailage des escaliers.....	64
Figure III.15.Diagramme des moments de la poutre palier à ELU.....	65

Figure III.16.Diagramme des moments de la poutre palier à ELS.....	66
Figure III.17.Ferraillage de la poutre palière.....	68
Figure.III.18.Schéma de ferraillage de la dalle machine.....	73
Figure III.19.Schéma statique d'un balcon.....	74
Figure III.20.Diagrammes de moment et l'effort tranchant du balcon à ELU.....	75
Figure III.21.Diagrammes de moment et l'effort tranchant du balcon à ELS.....	75
Figure III.22.Ferraillage des balcons.....	78
Figure IV.1.Spectre de réponse d'après RPA.....	85
Figure IV.2.Modèle initial.....	90
Figure IV.3.vérification du modèle initial.....	92
Figure IV.4.Modèle 2.....	94
Figure IV.5.vérification du modèle2.....	95
Figure IV.6.Modèle finale.....	97
Figure IV.7.vérification du modèle final.....	99
Figure IV.8.Evaluation des effets du second ordre.....	101
FigureV.1.Zone nodale.....	105
Figure V.2. Ferraillage des poteaux de S-SOL ,RDC,1 ^{er} Etage et 2 ^{émé} Etage.....	117
Figure V.3. Ferraillage des poteaux de 3 ^{émé} , 4 ^{émé}	117
Figure V.4. Ferraillage des poteaux de 3 ^{émé} ,4 ^{émé}	117
Figure V.5. Disposition constructives.....	118
Figure V.6. Arrêt des barres.....	136
Figure V.7.Ferraillage des poutres porteuses types premiers.....	136
FigureV.8.Ferraillage des poutres porteuses deuxièmes types.....	137
Figure V.9.Ferraillage des poutres porteuses troisièmes types.....	137
Figure V.10.Ferraillage des poutres porteuses quatrièmes types.....	137
Figure V.11.Ferraillage des poutres non porteuses.....	138
FigureV.12.Vue en plan du voile plein en L.....	141
Figure V.9.Ferraillage des poutres porteuses troisièmes types.....	137
Figure V.10.Ferraillage des poutres porteuses quatrièmes types.....	137
Figure V.11.Ferraillage des poutres non porteuses.....	138
FigureV.12.Vue en plan du voile plein en L.....	141
Figure V.13. Schéma ferraillage de voile en L.....	143
Figure V.14.Vue en plan du voile plein en U.....	144
Figure V.15. Schéma de ferraillage du voile en forme U.....	146

Figure V.16. Armature du Linteau.	171
Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.	175
Figure VI.2. Semelle filante.	176
Figure VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	178
Figure VI.4. Distribution des contraintes sous le radier.	183
Figure VI.5. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.	188
Figure VI.6. Ferrailage du panneau du radier sens x-x.	191
Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens y-y.	191
Figure VI.8. Diagramme des moments.	191
Figure VI.9. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.	195
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.	195

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Surface des poteaux sollicités.....	17
Tableau II.2. Dégression des surcharges.....	21
Tableau II.3. Choix des sections des poteaux centraux.....	22
Tableau II.4. Charge permanents du plancher terrasse.....	29
Tableau II.5. Charge permanent du plancher de l'étage courant.....	30
Tableau II.6. Charge permanent du plancher de la poutrelle avant le coulage.....	31
Tableau II.7. Charge permanent du plancher de la poutrelle après le coulage.....	31
Tableau II.8. Charge d'exploitation du plancher de la poutrelle après le coulage.....	31
Tableau II.9. Charge permanents du plancher de la dalle pleine.....	32
Tableau II.10. Charge permanente du mur extérieur.....	33
Tableau II.11. Charge permanente du mur intérieur.....	33
Tableau II.12. Charges permanentes de volée.....	35
Tableau II.13. Valeurs de différents chargements de Palier.....	36
Tableau II.14. Valeurs de différents chargements de poutre palière.....	36
Tableau II.15. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.....	37
Tableau II.16. Valeurs de différents chargements de la dalle.....	37
Tableau II.17. les valeurs de différents chargements du garde-corps.....	38
Tableau III.1. Ferrailage de l'acrotère.....	43
Tableau III.2 Vérification à l'ELS.....	45
Tableau III.3. Combinaisons des charges.....	50
Tableau III.4. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU.....	52
Tableau III.5. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELS.....	53
Tableau III.6. Valeurs maximales des sollicitations.....	54
Tableau III.7. Ferrailage de poutrelle.....	55
Tableau III.8. Vérification à l'ELS.....	57
Tableau III.9. Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS.....	59
Tableau III.10. Ferrailage de l'escalier.....	61
Tableau III.11. Vérification à l'ELS.....	63
Tableau III.12. Vérification de la flèche de l'escalier.....	64
Tableau III.13. Ferrailage de la poutre palière.....	66
Tableau III.14. Vérification à l'ELS.....	67
Tableau III.15. Le ferrailage de la machine en travée (sens L_x et L_y).....	70

Tableau III.16.Le ferrailage de la machine en appuis.....	71
Tableau III.17.Vérification à l'ELS.....	73
Tableau III.18.Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS.....	74
Tableau III.19. Ferrailage du balcon.....	76
Tableau III.20.Vérification à l'ELS.....	78
Tableau IV.1.Facteur de qualité	88
Tableau IV.2.Paramètres sismiques	89
Tableau IV.3.Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	91
Tableau IV.4.Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	93
Tableau IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2.....	94
Tableau IV.6.Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.....	96
Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.....	97
Tableau IV.8.Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.....	99
Tableau IV.9.Vérifications des Sollicitations normales modèle finale.....	100
Tableau IV.10.Vérification l'effet p-Δ du modèle final.....	102
Tableau V.1.Situation durable.....	106
Tableau V.2. Situation accidentelle.....	106
Tableau V. 3.Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	107
Tableau V.4.Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	108
Tableau V. 5.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	108
Tableau V. 6.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$).....	109
Tableau V.7.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	109
Tableau V.8.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$).....	110
Tableau V.9.Choix des armatures des poteaux carrés.....	110
Tableau V.10.Vérification des contraintes pour les poteaux.....	111
Tableau V.11.Vérification des contraintes pour les poteaux.....	112
Tableau V.12.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	113
Tableau V.13.Espacements maximales selon RPA99.....	115
Tableau V.14.Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	116
Tableau V.15.La longueur de recouvrement.....	116
Tableau V.16.Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	120
Tableau V.17. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	121
Tableau V.18.Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	122
Tableau V.19.Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	123

Tableau V.20. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	124
Tableau V.21.Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	125
Tableau V.22.Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	126
Tableau V.23. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	127
Tableau V.24.Vérification de la constraints de non fragilité.....	128
Tableau V.25.Vérification de la constraints de cisaillement.....	128
Tableau V.26.Calcul des armatures transversales	129
Tableau V. 27.Vérification des poutres porteuses.....	131
Tableau V.28.Vérification des poutres non porteuses.....	132
Tableau V.29. Caractéristique des voiles du sens x-x (S-SOL,RDC).....	147
Tableau V.30.Caractéristique des voiles du sens x-x (étage1et2).....	147
Tableau V.31.Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 3 et 4).....	148
Tableau V.32. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 5 et 6).....	148
Tableau V.33. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 7).....	149
Tableau V.34. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage8).....	149
Tableau V.35.Caractéristique des voiles du sens y-y (S-SOL,RDC).....	150
Tableau V.36.Caractéristique des voiles du sens y-y (1 ^{ere} et2 ^{ème} étage).....	149
Tableau V.37. Caractéristique des voiles du sens y-y (3 ^{ème} et4 ^{ème} étages).	151
Tableau V.38. Caractéristique des voiles du sens y-y (5 ^{ème} et6 ^{ème} étages).....	151
Tableau V.39.Caractéristique des voiles du sens y-y (7 ^{ème} étage).....	152
Tableau V.40.Caractéristique des voiles du sens y-y (8 ^{ème} étage).....	152
Tableau V.41.Les contraintes (S-SOL,RDC).....	153
Tableau V.42.Choix d'armature des voiles du sens xx (S-SOL,RDC).....	153
Tableau V.43. Les contraintes (1 ^{ere} et2 ^{ème} étage).....	154
Tableau V.44.Choix d'armature des voiles du sens xx(1 ^{ere} et2 ^{ème} étage)	154
Tableau V.45. Les contraintes (3 ^{ème} et4 ^{ème} étage).....	155
Tableau V.46.Choix d'armature des voiles du sens xx(3 ^{ème} et4 ^{ème} étage)	155
Tableau V.47. Les contraintes (5 ^{ème} et6 ^{ème} étage).....	156
Tableau V.48.Choix d'armature des voiles du sens xx(5 ^{ème} et6 ^{ème} étage).....	156
Tableau V.49.Les contraintes (7 ^{ème} étage).....	157
Tableau V.50.Choix d'armature des voiles du sens xx(7 ^{ème} étage)..	157
Tableau V.51. Les contraintes (8 ^{ème} étage).....	158
Tableau V.52.Choix d'armature des voiles du sens xx (8 ^{ème} étage).....	158
Tableau V.53. les contraintes (S-SOL,RDC).....	159

Tableau V.54.Choix d'armature des voiles du sens yy(S-SOL,RDC)	159
Tableau V.55. Les contraintes (1 ^{ere} et2 ^{eme} étage)	160
Tableau V.56.Choix d'armature des voiles du sens yy(1 ^{ere} et2 ^{eme} étage)	161
Tableau V.57. Les contraintes (3 ^{eme} et4 ^{eme} étage).....	161
Tableau V.58.Choix d'armature des voiles du sens yy(3 ^{eme} et4 ^{eme} étage)	162
Tableau V.59. Les contraintes (5 ^{eme} et6 ^{eme} étage).....	162
Tableau V.60.Choix d'armature des voiles du sens yy(5 ^{eme} et6 ^{eme} étage).....	163
Tableau V.61.Les contraintes (7 ^{eme} étage).....	164
Tableau V.62.Choix d'armature des voiles du sens yy(7 ^{eme} étage)..	164
Tableau V.63. Les contraintes (8 ^{eme} étage).....	165
Tableau V.64.Choix d'armature des voiles du sens xx (8 ^{eme} étage).....	165
Tableau V.65.Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	166
Tableau V.66.Vérification de l'effort tranchant des voiles	166
Tableau VI.1.Effort normal appliqué sur les fondations.....	174
Tableau VI.2.Sections des semelles isolées	175
Tableau VI.3.Sections des semelles filantes	177
Tableau VI.4.Vérification des contraintes du radier à l'ELS et ELU.....	183
Tableau VI.5.Calcul des moments à l'ELU.....	185
Tableau VI.6.Calcul des moments à l'ELS	185
Tableau VI.7.Ferraillage des panneaux du radier.	186
Tableau VI.8.Vérification à l'ELS.....	187
Tableau VI.9.Ferraillage des nervures suivant x-x.....	188
Tableau VI.10.Ferraillage des nervures suivant y-y.....	189
Tableau VI.11.Vérification à l'ELS.....	190
Tableau VI.12.Ferraillage de débord.....	192
Tableau VI.13.Vérification à l'ELS.....	193

Sommaire

I.1.Introduction.....	1
• Chapitre I : Présentations de l'ouvrage	
I.1.Introduction.....	4
I.2.Caractéristiques géométriques	4
I.3.Critères de classification	4
I.4.Les éléments de la structure.....	5
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.6. Hypothèses de calcul.....	11
• Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure	
II.1.Introduction	13
II.2.Pré dimensionnement des planchers.....	13
II.3.Evaluation des charges	28
• Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux	
III.1.Introduction	40
III.2.L'acrotère	40
III.3.Les planchers.....	46
III.4.Escalier	58
III.5.Poutre palière.....	65
III.6. Etude de la dalle machine.....	69
III.7. Les Balcons	74
• Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique	
IV.1.Introduction.....	80
IV.2.Étude dynamique.....	80
IV.3.Modélisation de la structure	82
IV.4.Étude Sismique	83
IV.5.Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	90
IV.6.Verifications des Sollicitations normales.....	100
IV.7.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	100
• Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux	
V.1.Introduction	104
V.2.Ferrailage des poteaux	104

V.3.Ferraillage des poutres	118
V.4.Ferraillage des voiles	138
V.5.Calcul des linteaux	167
• Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1.Introduction	173
VI.2.Calcul des fondations	173

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Un Calcul de structure vise les objets suivant :

- la structure doit être en sécurité. Toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (**sécurité adéquate**).
- la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (**durabilité adéquate**).
- la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (**économie adéquate**).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un centre multifonctionnel de sim en béton armé à usage administratif, implantée dans une zone de fort sismicité, comportant d'un S-sol ,RDC et 8 étages qui est en cours de la réalisation au niveau de la wilaya de Blida(bni tamou).

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

-) Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser
-) Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
-) Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
-) Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres

de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

-) le cinquième chapitre calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS et à l'aide du logiciel SOCOTEC.
-) Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie pas une conclusion générale.

Chapitre I : Présentations de l'ouvrage

I.1.Introduction

On présente dans ce chapitre une description générale de notre structure à usage administratif composé d'un sous-sol, rez-de chaussée et huit étages (sous-sol, RDC, 8 étages), qui situe à la commune Bni tamou wilaya de Blida.

L'objet de notre projet est l'étude des éléments structuraux sont des éléments porteur faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles...), et des éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères ...) qui exige par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).la structure est constituée d'un seul bloc compose de :

- Sous-sol utilise comme un parking,
- RDC et 8 étages a usage d`administratif.

I.2.Caractéristiques géométriques

I.2.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du la structure45,31m
- Hauteur du sous-sol.....4,72m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 4,42m
- Hauteur de l'étage courant4,42m
- Hauteur d'acrotère.....0,50m

I.2.2.Dimensions en plan

- Longueur totale en plan (Y_Y').....46,47m
- Largeur total en plan (X_X').....30,81m

I.3.Critères de classification

I.3.1.Classification selon les zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité. Notre projet est classée comme forte séismicité (zone III) établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003)par ce que situé à Blida.

I.3.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité, donc ce projet est un ouvrage d'importance vitale 'groupe 1A' (bâtiment administratif ou autres devant rester fonctionnelles en cas de séisme) [1].

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement

Dans notre projet le système de contreventement classé selon catégorie du système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4. Les éléments de la structure

I.4.1. Plancher

I.4.1.1. Plancher terrasse

Il y'a un seul type : terrasse inaccessible.

I.4.1.2. Plancher en étage courant

Vu la forme géométrique de la structure nous avons opté deux type de plancher:

- Plancher à corps creux (corps creux +poutrelle + dalle de compression) pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation,
 - Les portées de notre projet ne sont pas grandes,
 - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique,
 - Raison économique.
- Plancher en dalle pleine : est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures pour les balcons et les forme irrégulières.

I.4.2. Escalier

Élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, et dans notre projet il y a trois types d'escalier droit qui compose :

- Deux paliers et trois volets,
- Un palier et deux volées,

I.4.3. L'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement des personnes et des objets sur les différents niveaux d'un bâtiment.

I.4.4.L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm.

I.4.5.Maçonneries

La maçonnerie de la structure est réalisée en briques creuses:

- **Murs extérieurs** : constitués d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : constitué par une seule paroi de briques de 10cm d'épaisseur.

I.4.6.Revêtements

- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- Carrelage de 2cm pour le plancher et escaliers,
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds,
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques utilisées dans la construction de la structure doivent être des matériaux conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie **RPA99 version 2003, BAEL et CBA.**

I.5.1.Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.5.1.1.Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 2009.6 cm² de section et de 32 cm d'hauteur et de 16cm de diamètre.

$$j \leq 28 \text{ jour} \quad \rightarrow f_{cj} = j / (4,76 + 0,83 j) \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots [3],$$

$$j \leq 28 \text{ jour} \quad \rightarrow f_{cj} = j / (1,4 + 0,95 j) \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots [3],$$

$$28 \leq j \leq 60 \text{ jour} \quad \rightarrow f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad (\text{MPa}) \dots\dots\dots [3].$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.5.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction notée (f_{ij}) est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction,
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien),
- Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots [3]$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de " Young" ou module de déformations longitudinales, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^3 \dots\dots\dots [3]$$

Avec : f_{cj} et E_{ij} en MPa

b) Module d'élasticité différée « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire .

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^3 \dots\dots\dots [3]$$

Pour notre cas:

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.5.1.4. Module de déformation transversale

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- E.L.U: $v=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré), [2]
- E.L.S : $v=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré). [2]

I.5.1.5. Contraintes limites

En se référant aux règlements BAL91 (modifié 99) on distingue deux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU)

L'état limite d'ultime c'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable.

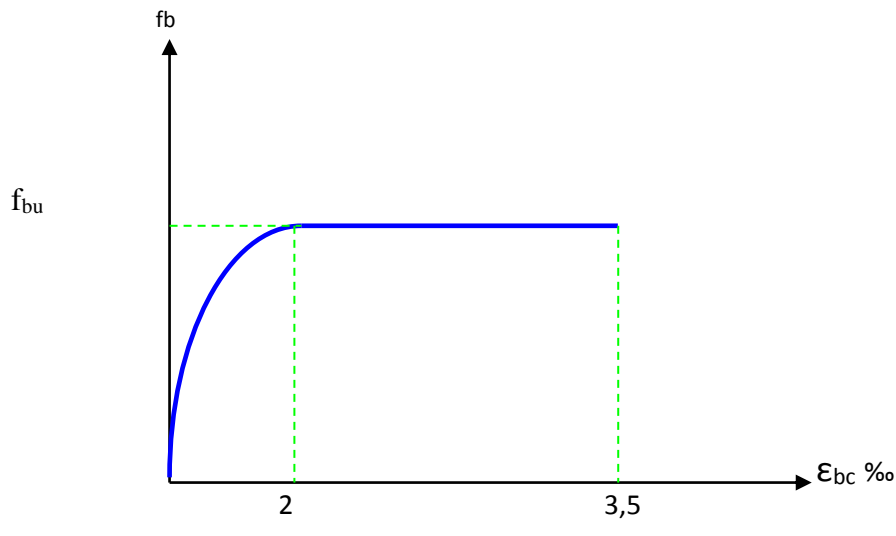


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformation du Béton à ELU.

$$f_{bcu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots [3]$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité,

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires,

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

0,85 : est un coefficient de minoration pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

b) États limites de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton,
- L'état limite de service d'ouverture des fissures,
- L'état limite de service de déformation.

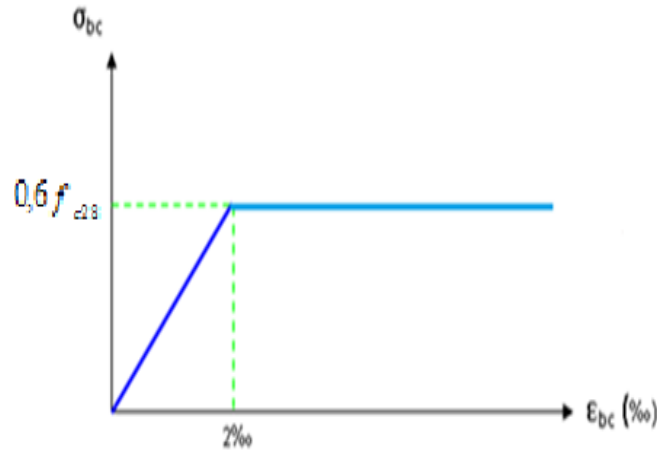


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

I.5.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I.5.2.1. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): $\begin{cases} \text{FeE 22 (fe = 215 MPa)} \\ \text{FeE 24 (fe = 235 MPa)} \end{cases}$.
- Barres à haute adhérence (HA) : $\begin{cases} \text{FeE 40 (fe = 400 MPa)} \\ \text{FeE 50 (fe = 500 MPa)} \end{cases}$.
- Treillis soudés (TS) : $fe = 520\text{MPa}$.

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les Expériences ont montrés que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

I.5.2.3. Contraintes limites

a) Etat limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant:

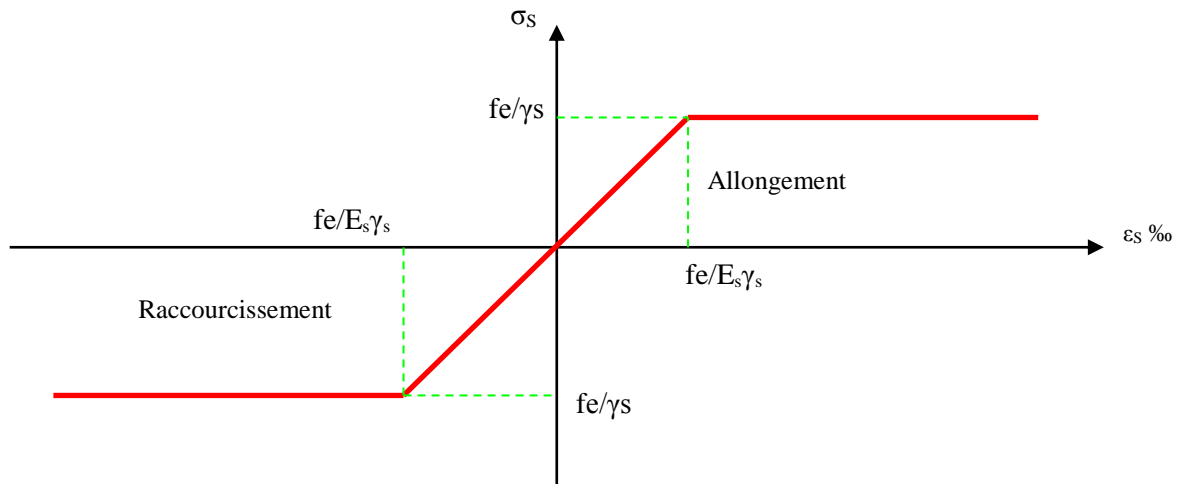


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations des armatures de tous types a ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier :

$\gamma_s = 1,15$ cas des situation durables ou transitoires,

$\gamma_s = 1.00$ cas des situation accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$

b) États limites de service (ELS)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$ (MPa).....[2]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$ (MPa).....[2]

Avec :

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

c) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.6. Hypothèses de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation,
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton,
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction,
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple,
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

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

Acier rond lisse $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 MPa & \textit{Situation accidentel le} \end{array} \right.$

Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 MPa & \textit{Situation accidentel le} \end{array} \right.$

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **RPA99 version 2003[1]**, **BAEL[2]** et **CBA[3]** qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.Pré dimensionnement des éléments

II.2.1.Les planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle plane.

II.2.1.1.Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

a)L'épaisseur du plancher

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots[2]$$

et $e_t = d + e$

Avec :

e_t : épaisseur du plancher,

e : épaisseur de dalle de compression,

d : la hauteur de corps creux,

L : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis,

$L = \min [L_{\max} (\text{sens } x); L_{\max} (\text{sens } y)].$

On a :

$$L = \min [6 - 0,65 ; 7,5 - 0,65] = 5,35\text{m}$$

$$\frac{535}{25} \leq e_t \leq \frac{535}{20} \quad \text{donc :} \quad 21,4\text{cm} \leq e_t \leq 26,75\text{ cm}$$

On prend :

$$e_t = 24\text{cm}$$

• **On adopte un plancher d'une épaisseur**

- $d = 20\text{ cm}$ (hauteur de corps creux),
- $e = 04\text{ cm}$ (épaisseur de dalle de compression).

b) Les poutrelles

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».

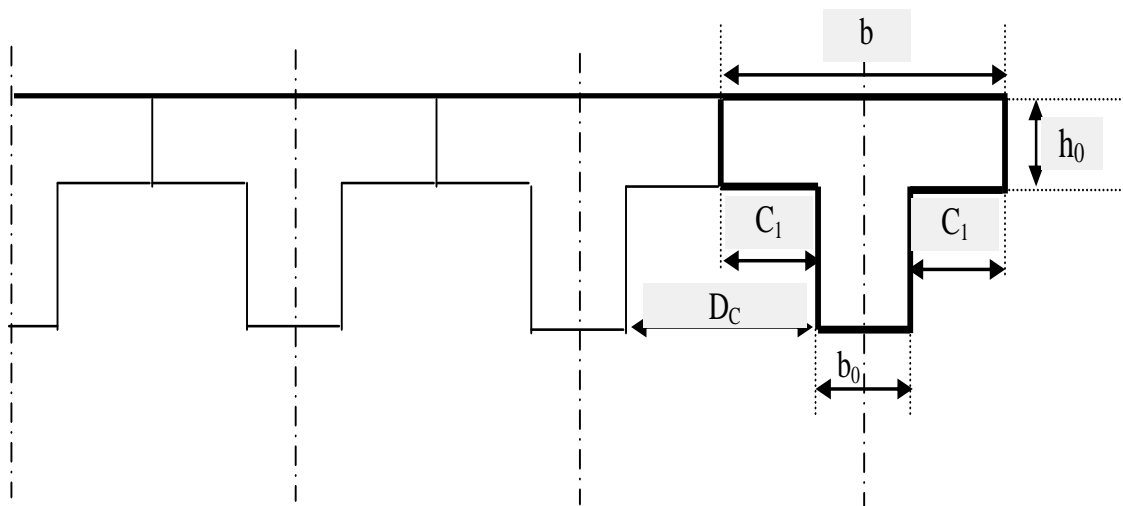


Figure. II.1. Dimension des poutrelles.

• Calcul de la hauteur de la poutrelle

D'après B.A.E.L91 :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

h_t : la hauteur de la poutrelle.

L : la longueur max du poutre ($L = 6\text{m}$).

Donc :

$$\frac{600}{25} \leq h_t \leq \frac{600}{20} \quad 24\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

On prend : $h_t = 24 \text{ cm}$

- L'épaisseur du corps creux : $d = 20 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - d = 24 - 20 = 4 \text{ cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53 \text{ cm}$

$$c_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_C}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

II.2.1.2. Plancher a dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine et obtenu solen le critère de rigidité. D'après le (BAEL 91) en doit calculer :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{7,5} = 0,8 > 0,4$$

La dalle travail selon les deux sens.

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 \leq e \leq L/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 \leq e \leq L/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 3 appuis ont une portée L égale à 6,85 m.

On aura donc : $(685/50) \text{ cm} \leq e \leq (685/40) \text{ cm}$

Soit : $13,7 \text{ cm} \leq e \leq 17,125 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Pour la condition acoustique : $20 \leq e \dots\dots\dots [5]$

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

II.2.2. Les poutres et poteaux

II.2.2.1. Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [2] et vérifiées par la suite selon le [1].

a) Les poutres porteuses

$$\text{D'après le BAEL91} \quad \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

On a: $L = 7,50\text{m}$.

$$750/15 \leq h \leq 750/10 \quad \Rightarrow \quad 50 \leq h \leq 75 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{h = 60\text{cm}},$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 18 \leq b \leq 42 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{b = 30\text{cm}}.$$

• Vérification selon RPA 99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ cv.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 60\text{cm} > 30\text{cm}$ cv.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,71 < 4$ cv.

b) Les poutres non porteuses

$$\text{D'après le BAEL91} \quad \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

Nous avons $L = 6,00 \text{ m.}$

$$600/15 \leq h \leq 600/10 \quad \Rightarrow \quad 40 \leq h \leq 60 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{h = 50 \text{ cm,}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

• **Vérification selon RPA 99 version 2003**

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ cv.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ cv.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,66 < 4$ cv.

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres porteuses: $(b \times h) = (30 \times 60) \text{ cm}^2$,
- Des poutres non porteuses: $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.2.2.2. Les poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

a) Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.1. Surface des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
40.95	21.75	9

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

b) Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau**1) Charges permanente****Niveau 1**

Poids plancher terrasse $G_{PT}=6,72 \times 40,95=275,184 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P=0,3 \times 0,3 \times 25 \times (4,42-0,6)=8,59 \text{ KN}$

$$G_1=340,029 \text{ KN}$$

Niveau 2

Poids revenant 1^{ere} Niveau $G_1=340,029 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,50 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,50 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P=0,3 \times 0,3 \times 25 \times (4,42-0,6)=8,59 \text{ KN}$

$$G_2=627,642 \text{ KN}$$

Niveau 3

Poids revenant 2^{eme} Niveau $G_2=627,642 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times (4,42-0,6)=15,28 \text{ KN}$

$$G_3=921,94 \text{ KN}$$

Niveau 4

Poids revenant 3^{eme} Niveau $G_3=921,94 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,50\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,4 \times 0,4 \times 25 \times (4,42-0,6)=15,28\text{KN}$

$G_4=1216,238\text{KN}$

Niveau 5

Poids revenant 4^{eme} Niveau $G_4=1216,238\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (4,42-0,6)=23,88\text{KN}$

$G_5=1519,131\text{KN}$

Niveau 6

Poids revenant 5^{eme} Niveau $G_5=1519,131\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (4,42-0,6)=23,88\text{KN}$

$G_6=1822,024\text{KN}$

Niveau 7

Poids revenant 6^{eme} Niveau $G_6=1822,024\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,55 \times 0,55 \times 25 \times (4,42-0,6)=28,88\text{KN}$

$G_7=2129,922\text{KN}$

Niveau 8

Poids revenant 7^{eme} Niveau $G_7=2129,922\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,55 \times 0,55 \times 25 \times (4,42-0,6)=28,88\text{KN}$

$G_8=2437,82\text{KN}$

Niveau 9

Poids revenant 8^{eme} Niveau $G_8=2437,82\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,65 \times 0,65 \times 25 \times (4,42-0,6)=40,34\text{KN}$

$G_9=2757,178\text{KN}$

Niveau 10

Poids revenant 8^{eme} Niveau $G_8=2757,178\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,44 \times 40,95=222,768 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,6 \times 0,3 \times 7,5 \times 25=33,75\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,5 \times 0,3 \times 6 \times 25=22,5\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,65 \times 0,65 \times 25 \times (4,42-0,6)=40,34\text{KN}$

$G_9= 3076,536\text{KN}$

2) Charges d'exploitations

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : la Charge d'exploitation.

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 ».

Avec :

n : nombre d'étage,

Q₀ : la surcharges d'exploitation sur la terrasse avec **Q₀ = 1 KN/m²**,

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs est égales à **2,5 KN/m²**.

Tableau II.2. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P07	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,5
P06	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5,75
P05	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,75
P04	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9,50
P03	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11,00
P02	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12,25
P01	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+.....+Q_7)$	13,425
P-RDC	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+.....+Q_8)$	14,80
S-SOL	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+.....+Q_9)$	16,075

• **Surcharge d'exploitation**

- La Terrasse1.S=40,95KN,
- Étage 7.....3, 5.S=143,325 KN,
- Étage 6.....5,75.S=235,462 KN,
- Étage 5.....7,75.S=317,362 KN,
- Étage 4.....9,50.S=389,025 KN,
- Étage 311,00.S=450,45 KN,
- Étage 2.....12,25.S=501,637 KN,

- Etage 1.....13,425.S=549,753 KN,
- RDC.....14,80.S =606,06 KN,
- S-SOL16,075.S=658,271 KN,

c)Détermination de la section du poteau

Pour limiter l'élanement des poteaux, on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s/B= 1\%$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

Alors :

$$B_r = 0,066N_u$$

avec:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$B_r = (a-0,02)(b-0,02) ; \quad \text{On a: } a=b \Rightarrow B_r = (a-0,02)^2$$

Tableau II.3. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	$N_G(\text{kN})$	$N_Q(\text{kN})$	$N_u(\text{kN})$	$B_r(\text{cm}^2)$	$a=(\text{cm})$	$RPA(\text{cm}^2)$	<i>Le choix</i>
P08	459,036	61,425	520,461	343,50	18,57	30×30	30×30
P07	847,317	214,987	1062,304	701,12	26,65	30×30	30×30
P06	1244,619	353,193	1597,812	1054,55	32,64	30×30	40×40
P05	1641,921	476,043	2117,964	1397,85	37,38/	30×30	40×40
P04	2050,827	583,537	2634,364	1738,86	41,69	30×30	50×50
P03	2459,732	675,675	3135,407	2069,36	45,49	30×30	50×50
P02	2875,395	752,455	3627,850	2394,38	48,93	30×30	55×55
P01	3291,057	824,629	4115,686	2738,98	52,11	30×30	55×55
RDC	3722,190	909,09	4631,280	3056,64	55,28	30×30	65×65
S.Sol	4153,323	987,406	5140,729	3392,88	58,24	30×30	65×65

II.2.3. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

- $L \geq 4 a$
- $a \geq h_e / 20$

Avec

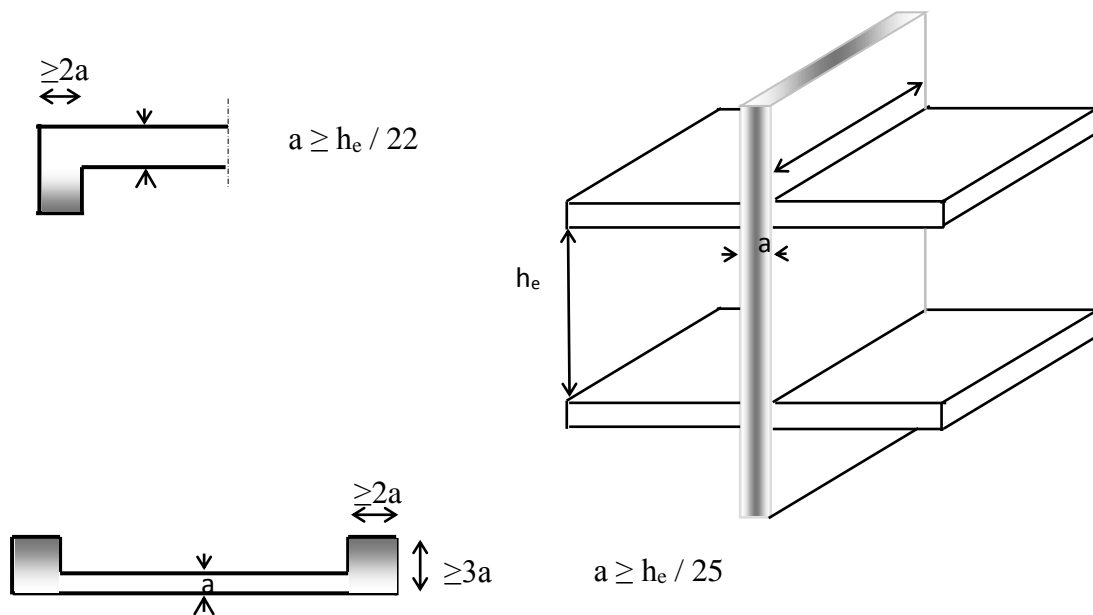
L : La longueur du voile;

a : L'épaisseur du voile;

he : hauteur libre d'étage.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



-Coupe de voiles en plan-

-Coupe de voile en élévation-

Figure II.2. Coupe de voile en élévation.

- **Calcul l'épaisseur du voile**

$$h_e = 4,42 - 0,6 = 3,92 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 \quad \Rightarrow \quad a \geq h_e / 20 = 3,92 / 20 = 19,6 \text{ cm}$$

On prend: **a = 20 cm**

II.2.4. Escaliers

Ce sont des suites régulières de plan horizontaux qui servent à gravir la hauteur d'un niveau à un autre d'une construction. Dans notre ouvrage, nous avons un deux type :

- Un escalier à trois volets ;
- Un escalier a deux volets.

a) Escalier à trois volets

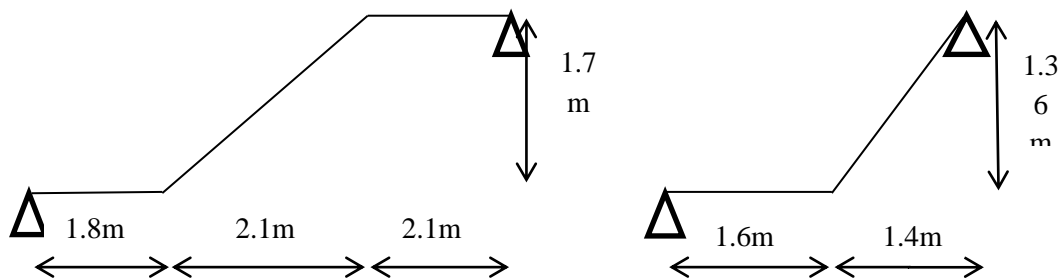


Figure II.3. Schéma statique d'escalier de trois volets.

- **Les Caractéristiques géométriques**

On utilise la formule de « BLONDEL »

$$0,60 \leq g + 2h \leq 0,64 \dots \dots \dots \text{et} \begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ L : \text{largeur horizontale de la volée} \\ h : \text{la hauteur de contre marche.} \\ H : \text{la hauteur de franchir.} \\ g : \text{la largeur de la marche 'Giron'}. \end{cases}$$

On prend

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} \leq 64 \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (2H + L + 64)n - 2H = 0$$

et on a : $L = 2,1 \text{ m}$ $H = 1,7 \text{ m}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} n_1 = -0.52 \\ n_2 = 10.11 \end{cases} \quad \text{on choisit :} \quad \mathbf{n=10}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h = \frac{1.70}{10} = 0.17m \\ g = \frac{2.10}{10-1} = 0.23m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 0.17m \\ g = 0.30m \end{cases}$$

- **Vérification de la relation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 64 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 0.64 \text{ m} \\ = 0.17 \text{ m} \\ g = 0.30 \text{ m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Epaisseur de l'escalier**

On a

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec L : longueur de l'escalier.

- **calcul la longueur de l'escalier**

On a

$$L = L_{volee} + L_{palier}$$

Donc

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.70}{2.10} = 0.80 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 38.99^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 0.77$$

$$L_{volee} = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{2.10}{0.77} = 2.72 \text{ m}$$

$$L = L_{volee} + 2 * L_{palier} = 2.72 + 2.1 + 1.8 = 6.62 \text{ m}$$

Alors

$$\frac{6,62}{30} \leq e \leq \frac{6,62}{20} \Rightarrow 0,22 \leq e \leq 0,33$$

On prend $e = 30\text{cm}$

b) Un escalier a deux volets

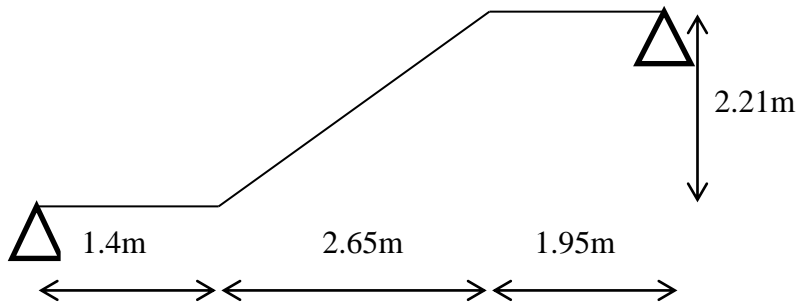


Figure II.4. Schéma statique d'escalier de deux volés.

- Les Caractéristiques géométriques

On utilise la formule de « BLONDEL »

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.64 \dots \dots \dots \text{et} \begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ L : \text{largeur horizontale de la volée} \\ h : \text{la hauteur de contre marche.} \\ H : \text{la hauteur de franchir.} \\ g : \text{la largeur de la marche 'Giron'}. \end{cases}$$

On prend

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} \leq 64 \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (2H + L + 64)n - 2H = 0$$

et on a : $L=2,65\text{m}$ $H=2.21\text{ m}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} n_1 = -0.54 \\ n_2 = 12.59 \end{cases} \quad \text{on choisit :} \quad n=13$$

Donc :

$$\begin{cases} h = \frac{2.21}{13} = 0.17\text{ m} \\ g = \frac{2.65}{13-1} = 0.22\text{ m} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} h = 0.17\text{ m} \\ g = 0.30\text{ m} \end{cases}$$

- **Vérification de la relation de « BLONDEL »**

$$\left\{ \begin{array}{l} 60 \leq g + 2h \leq 64 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 0.64 \text{ m} \\ h = 0.17 \text{ m} \\ g = 0.30 \text{ m} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Epaisseur de l'escalier**

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L : longueur de l'escalier.

-calcul la longueur de l'escalier

On a : $L = L_{volee} + L_{palier}$

Donc :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,21}{2,65} = 0,83 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 39.82^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 0,77$$

$$L_{volee} = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{2,65}{0,77} = 3,44 \text{ m}$$

$$L = L_{volee} + 2 * L_{palier} = 3,44 + 1,4 + 1,95 = 6,79 \text{ m}$$

Alor :

$$\frac{6,79}{30} \leq e \leq \frac{6,79}{20} \Rightarrow 0,22 \leq e \leq 0,33$$

On prend : $e = 30 \text{ cm}$

II.2.5. Poutre palière

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RAP 99 version 2003.

$$\text{D'après le BAEL91} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée maximale de poutre palière,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 4,50 \text{ m}$.

$$450/15 \leq h \leq 450/10 \quad \Rightarrow \quad 30 \leq h \leq 45 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm,}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 10,5 \leq b \leq 24,5 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

• **Vérification selon RPA 99 version 2003**

• $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ cv.

• $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ cv.

• $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,16 < 4$ cv.

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions de la poutre palière sont satisfaites, Donc on adopte :

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

II.2.6. La dalle machine

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

- Capacité : petit ascenseur ;
- 400 Kg (5 personnes).

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul de dalles reposantes sur 04 cotés.

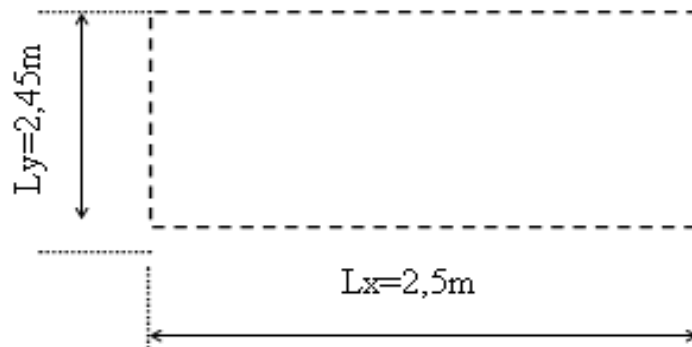


Figure III.5. Dimension de l'ascenseur.

a) Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{245}{50} \leq e \leq \frac{250}{40}$$

$$49 \text{ cm} \leq e \leq 62,5 \text{ cm}$$

b) Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e=25 \text{ cm}$

II.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et déterminer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

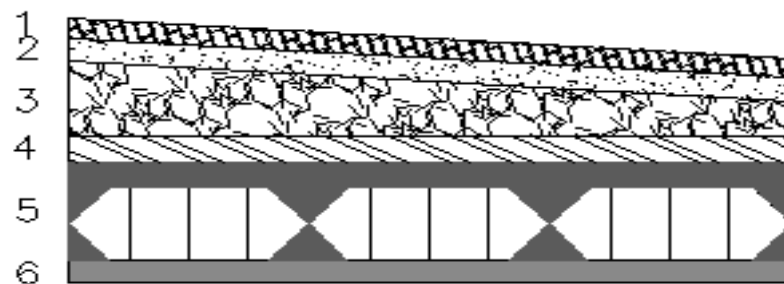
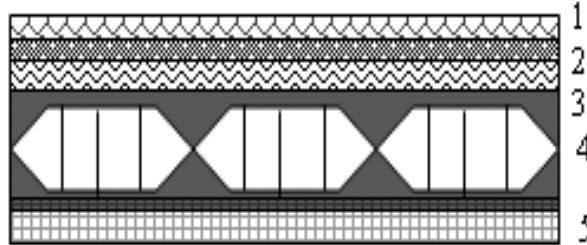
II.3.1. Plancher terrasse

Figure II.6. Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

a) Charge permanente

Tableau II.4. Charge permanents du plancher terrasse

N	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	0,04	17	0,68
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3,20
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G=6,66

b)Charge d'exploitationTerrasse inaccessible $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$.**II.3.2.Plancher étage courant****Figure II.7.** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.**a)Charge permanente****Tableau II.5.**Charge permanent du plancher de l'étage courant

N	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Cloison de séparation	0,1	10	1,00
6	lit de sable	0,02	18	0,36
				G=5,60

b)Charge d'exploitation-Usage d'administration : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.**II.3.4.Les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression ;**2^{ème} étape :** après le coulage de la table de compression.**1.1^{ère} étape :avant le coulage de la table de compression**La poutrelle de travée : $L= 6\text{m}$.

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

-Son Poids propre

-Poids propre du corps creux

-Surcharge due à l'ouvrier $Q=2.5\text{KN} / m^2$

a)Charges permanente

Tableau III.6. Charge permanent du plancher de la poutrelle avant le coulage

Chargement	Poids volumique (KN / m3)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la poutrelle	25	$0,12 \times 0,04$	0,12
Poids propre du corps creux	14	$0,65 \times 0,2$	1,82
			G=1,94

b)Charges d'exploitation

$$Q = 0,65 \times 2,5 \Rightarrow Q = 1,63\text{KN/ml}$$

2.2^{ème} étape : après le coulage

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent Comme une section en Té.

a)Charges permanente

Tableau III.7. Charge permanent du plancher de la poutrelle après le coulage

Plancher terrasse	$G = 6,72 \times 0,65 = 4,37\text{KN} / m$
Plancher courant	$G = 5,76 \times 0,65 = 3,74\text{KN} / m$

b)Charges d'exploitation

Tableau III.8. Charge d'exploitation du plancher de la poutrelle après le coulage

Plancher terrasse	$Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{KN} / m$
Plancher courant	$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63\text{KN} / m$

II.3.4. Plancher en dalle pleine

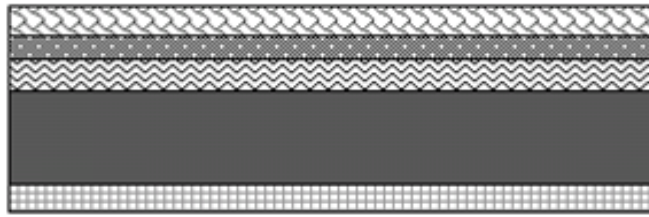


Figure II.8. Coupe verticale du Plancher en dalle pleine.

a) Charges permanentes

Tableau II.9. Charge permanents du plancher de la dalle pleine

Chargement		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Dalle pleine	0,20	25	5,00
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Cloison de séparation	0,1	10	1,00
6	lit de sable	0,02	18	0,36
				G=7,40

b) Charge d'exploitation

-Usage d'administration (pour les balcons): $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.5. Maçonnerie

a) Mur extérieur

Constitués d'une double paroi en briques

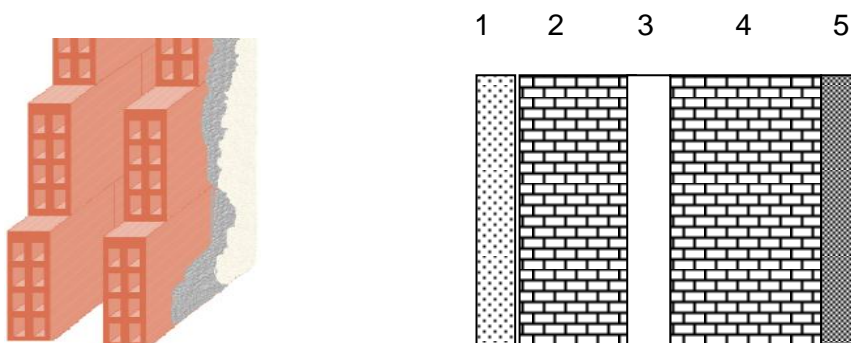


Figure II.9. Détail mur extérieur.

Tableau II.10.Charge permanente du mur extérieur

N	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	L'âme d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=2,52

b)Mur intérieur

Constitué par une seule paroi de briques.

**Figure II.10.** Détail mur intérieur.**Tableau II.11.**Charge permanente du mur intérieur

N	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=1,62

II.3.6.L'acrotère

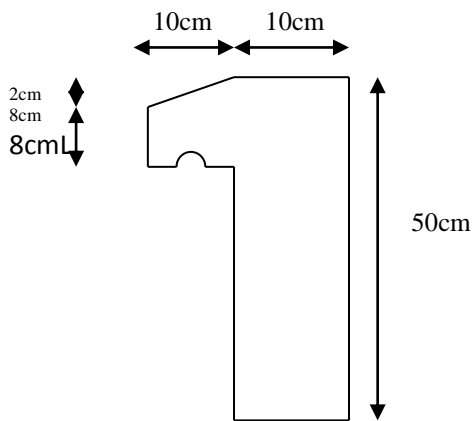


Figure II.11. Dimensions de l'acrotère.

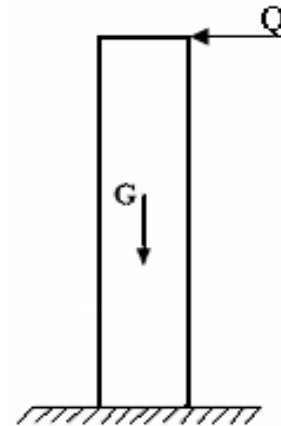


Figure II.12. Sollicitations de l'acrotère.

a)Charges permanentes

Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = \rho_b \times S$$

- Surface de l'acrotère

$$S = \left[(0,1 \times 0,5) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,059 m^2$$

- Poids propre de béton

$$\rho_b = 25 \text{ KN} / m^3$$

Donc : $G_1 = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,475 \text{ kN} / ml$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³)

$$G' = \rho_{ci} \times e \times p_{ci}$$

p_{ci} : périmètre de la section de l'acrotère

$$G' = 18 \times 0,02 \times (0,5 + 0,1) \times 2 = 0,432 \text{ kN} / m$$

$$G = G' + G_1 = 1,907 \text{ kN} / ml$$

b)Charge d'exploitation

$Q_m = 1,00 \text{ kN} / ml$ (main courante).

$Q_u = \text{Max} (1,5Q_m ; F_p)$

L'action des Forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est données par : $F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots[1]$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; groupe 1A..... [A=0,4].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère = 1,907kN.

$$F_p = 4 \times 0,4 \times 0,8 \times 1,907 = 2,13 \text{ KN.}$$

Donc :

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q_M ; F_p) = \text{Max} (1,5 \times 1 ; 2,13) \Rightarrow Q_u = 2,13 \text{ KN.}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\begin{cases} G = 1.907 \text{ kN/ml} \\ Q_u = 2,13 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II.3.7. Escaliers

II.3.7.1. volée

a) Charges permanentes

Tableau II.12. Charges permanentes de volée

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de volée : e=30cm	25	$1 \times 0,3 / \cos 39,82^\circ$	9,76
Poids propre du contre marche : e=17cm	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,13
Carrelage horizontal : e= 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	10	$0,02 \times 1$	0,20
Poids du garde-corps	/	/	1,00
			G=14,77

b)Charge d'exploitation

Q=3,50kN/ml.

II.3.7.2. Palier**a)Charges permanentes****Tableau II.13.** Valeurs de différents chargements de Palier

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier (e=30cm)	25	0,3×1	7,5
Carrelage (e= 2cm)	22	0,02×1	0,44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02×1	0,40
Enduit en plâtre (e =2cm)	10	0,02×1	0,20
			G=8,54

b)Charge d'exploitation

Q=3,50kN/ml.

II.3.8. Poutre palière**Tableau II.14.** Valeurs de différents chargements de poutre palière

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3×0.35	2,63
Poids propre de la maçonnerie	-	-	1.62
Poids propre de palier	-	-	8,54
			12.79

II.3.9. Dalle machine**a) Charges permanentes****Tableau II.15.** Valeurs de différents chargements de la dalle machine

Chargement	Poids volumique (KN / m³)	épaisseur (m)	La charge (KN / m²)
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	50,00
			56,25

b) Charge d'exploitation

$Q=1,00\text{kN/m}^2$.

II.3.10. Balcon**II.3.10.1. la dalle****a) Charges permanentes****Tableau II.16.** Valeurs de différents chargements de la dalle

Chargement	Poids volumique (KN / m³)	épaisseur (m)	La charge (KN / m²)
Poids propre de la dalle (e=20cm)	25	0.2	5,00
Carrelage (e=2cm)	22	0.02	0,44
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.02	0,40
Enduit en ciment (e=2cm)	10	0.02	0,20
Lit de sable	18	0.02	0.36
			G=6,40

b)Charge d'exploitation

$$Q=3,50\text{kN/m}^2.$$

II.3.10.2.Garde-corps**a)Charges permanentes****Tableau II.17.**les valeurs de différents chargements du garde-corps

Chargement	Poids volumique (KN / m³)	Surface pour (m²)	La charge (KN / m)
Brique creuse (e=10cm)	9	0.10	0.9
Enduit en ciment (e=2×2cm)	18	0.04	0.72
			G=1.62

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, et le calcul des éléments non structuraux passe souvent pour secondaire, alors que leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (escaliers, balcons, L'acrotère...).

III.2.L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à une flexion composée due aux charges suivantes :

-) Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical ;
-) Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

-) Largeur $b=100\text{cm}$;
-) Hauteur $H=50\text{cm}$;
-) Epaisseur $e=10\text{cm}$.

III.2.1.Calcul des efforts

On a :

$$G \times 1,907 \text{ KN} / \text{ml}$$
$$Q \times 2,13 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,907 = 2,574 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 2,13 \times 0,5 = 1,59 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 2,13 = 3,19 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 1,907 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 2,13 \times 0,5 = 1,06 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = Q = 2,13 \text{ KN}$$

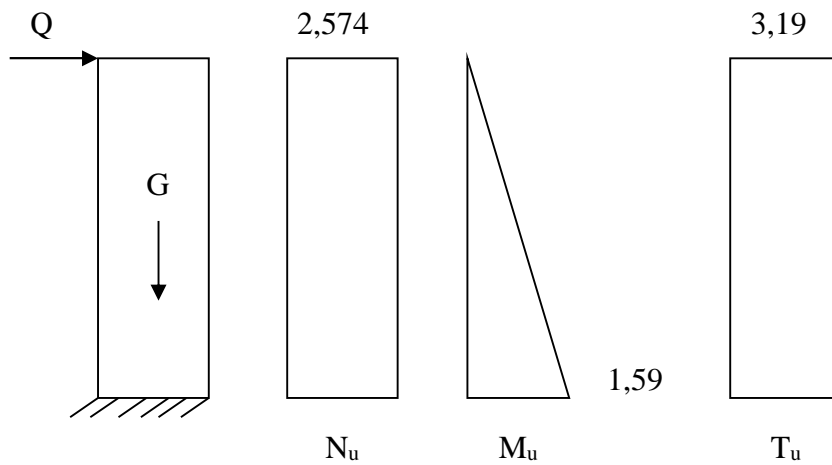


Figure III.1. Sollicitations de l'acrotère à ELU.

III.2.2.Ferraillage de l'acrotère

$h=10 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; c = c'=3 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$
 $d=0.9h=9 \text{ cm}.$

III.2.2.1.Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_2 \dots\dots\dots[3]$$

Avec

) e_1 : Excentricité de 1^{er} ordre ; $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : Excentricité accidentelle.

) e_2 : Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement ; $e_2 = \frac{3L_f}{10} \times \frac{1}{h} (2 \Gamma r \epsilon)$

Γ : Rapport de moment de 1^{er} ordre du aux charges permanentes { =0} ;

ξ : Rapport de la déformation finale due au fluage $\{\xi = 2\}$.

a) Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = X \frac{Mu}{Nu} \Gamma e_a$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M = 1,59 \text{ K} \cdot \text{m} \\ N = 2,574 \text{ KN} \\ e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{1}{2} \text{cm} \right] = \left[2\text{cm}; \frac{5}{25} \text{cm} = 0,2\text{cm} \right] = 2\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$e_1 = X \frac{1,59}{2,574} \Gamma 0,02 = 0,637 \text{ m} = 63,7 \text{ cm}$$

b) Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement

$$e_2 = X \frac{3Lf^2}{10^4 | h} (2 \Gamma r \xi) \dots\dots\dots [2]$$

$$\text{On a: } \begin{cases} L_f = 2 \times L = 2 \times 50 = 100\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \\ \alpha = 0 \end{cases} \quad \xi = 2$$

Donc:

$$e_2 = X \frac{3 | 1^2}{10^4 | 0,1} (2 \Gamma 0 | 2) = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$$

Alors :

$$e = 63,7 + 0,6 = 64,5 \Rightarrow e = 64,5 \text{ cm.}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{1}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

III.2.2.2. Calcul d'armature

Le moment fictif

$$M_f = X M_u \Gamma N_u \frac{h}{2} = 1,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tableau III.1.Ferraillage de l'acrotère

	Acrotère
M_r(KN.m)	1,91
~	0.017
~l~ ~l _u	Oui
A_s'(cm²)	0
r	0.021
Z(cm)	8.924
A_s(cm²)	A _{s1} X0cm ² A _{s2} X0,541cm ²
Choix	4T8
A_s(cm²)	2.01
S_t(cm)	30
A_r(cm²)	0.5
Choix	4T8
A_r(cm²)	2.01
S_t	15

III.2.2.3.Vérification de la section d'acier selon « BAEL91modifié 99 »

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s \mid A_{\min} \times \text{Max} \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{a}'$$

$$A_s \times 2,01 \text{ cm}^2 \mid A_{\min} \times 1,087 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{..CV}$$

III.2.3.Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 \times \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \times \frac{1,06}{1,907} \times 55,58 \text{ cm}$$

On a : $e_0 \Psi \frac{h}{2} Zc'$ La section est partiellement comprimée (SPC).

a) Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »

On a : $C = d - e_A$

Avec :

$$e_A = X \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Gamma d Z \frac{h}{2}$$

Donc :

$$e_A = X \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Gamma d Z \frac{h}{2} = 67,97 \text{ cm}$$

Alors :

$$C = d - e_A = 9 - 67,97 = -58,97 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

b) Calcul distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y_c »

D'après le BAEL 91 modifié 99 on doit donc résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 \Gamma p y_c \Gamma q = 0$$

$n = 15$ Coefficient d'équivalence du béton armé.

$$p = \frac{3c^2}{6n} f_c Z c' A_s \frac{A_s}{b} \Gamma \frac{6n}{f_d Z c A_s} \frac{A_s}{b} = 1662,35 \text{ cm}^2$$

$$q = \frac{2c^3}{6n} f_c Z c' A_s \frac{A_s}{b} \Gamma \frac{6n}{f_d Z c A_s} \frac{A_s}{b} = 247378,5 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\zeta = X q^2 \Gamma \frac{4p^3}{27} = 5,45 \times 10^9$$

$$\cos \left\{ X \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{Z}{p}} \right\} = 0,96 \quad \left\{ X 163,74 \right\}$$

$$a = X 2 \sqrt{\frac{Zp}{3}} = 101,07$$

$$y_1 = X a \cos \left\{ \frac{\zeta}{3} \right\} \Gamma 120 = 100,62$$

$$y_2 = X a \cos \left\{ \frac{\zeta}{3} \right\} = 58,57$$

$$y_3 = X a \cos \left\{ \frac{\zeta}{3} \right\} \Gamma 240 = 42,04$$

La solution qui convient est : $y_c = 58,57 \text{ cm}$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 58,57 - 50,58 = 7,99 \text{ cm}$$

Donc : $y_{ser} = 7,99 \text{ cm}$
 $y_c = 58,57 \text{ cm}$

Le moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n A_s f d Z y_{ser} + n A_s f y_{ser} Z c' A'$$

Contrainte de béton

$$\tau_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} y_c y_{ser} \tau_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$$

Contraintes de l'acier

($\gamma = 1,6$ pour les aciers HA)

$$\tau_s = n \frac{N_{ser}}{I} y_c f d Z y_{ser} \tau_s \leq \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Acier tendu}$$

$$\tau_s = n \frac{N_{ser}}{I} y_c f y_{ser} Z c' \tau_s \leq \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Acier comprimé}$$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS

		N _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	τ _{bc} (MPa) τ _s	τ _{bc} τ _s
Béton		1,907	2,01	y _{ser} = 7,99 cm y _c = 58,57 cm	17033,5	0,469	CV
Acier	Tendu					0,99	CV
	comprimé					5,89	

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \tau_u \leq \text{Min}(\sum, 1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}^*)$$

$$\tau_u \leq 0,035 \text{ MPa} \tau_u \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

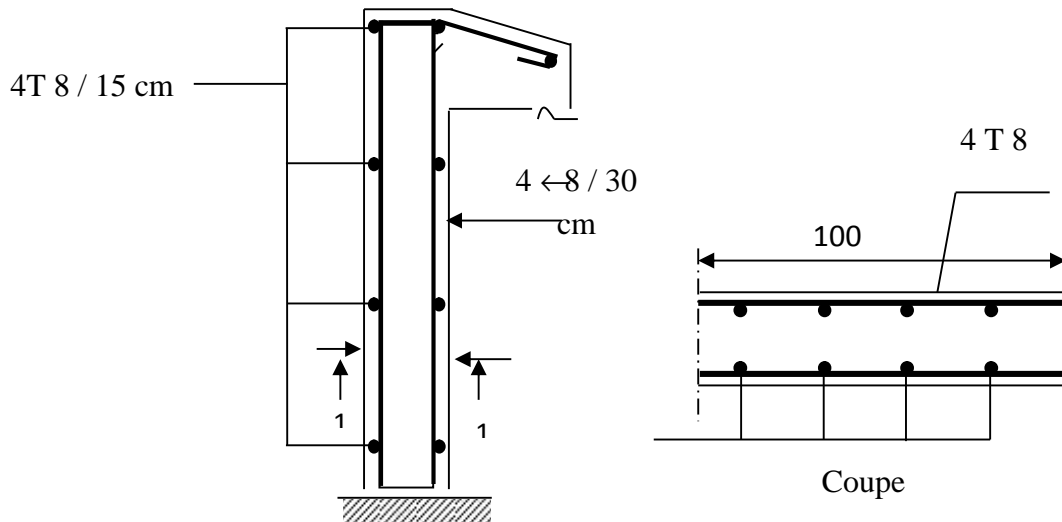


Figure III.2. Schéma de ferrailage.

III.3. Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales séparent deux niveaux supposés infiniment rigides dans leur plan, ils ont pour rôle :

-) Cheminement des charges aux éléments porteurs ;
-) Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

-) Planchers à corps creux : pour les étages courant ;
-) Planchers à dalle pleine : pour les balcons.

III.3.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65)$ cm³ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.3.1.1. Etude des poutrelles

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode forfaitaire, méthode de caquot et la méthode de RDM. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes:

a) Les méthodes de calcul

a.1. Méthode de Forfaitaire

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

-) $Q_t \leq 1 \text{ KN/m}^2 \text{ max}((2.G \times 2 | G); 5)$
-) Inertie constante dans les différentes travées en continuité ;
-) La fissuration est non préjudiciable ;
-) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;

a.1.1. Application de la méthode

$$r \leq \frac{Q}{G \Gamma Q}$$

$$M_t \leq \text{Max} \left[0.05 M_0 ; \beta \Gamma 0.3 r \frac{M_w + Z M_e}{2} \right]$$

$$M_t \leq \begin{cases} \beta \Gamma 0.3 r \frac{M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \\ \beta \Gamma 0.2 \Gamma 0.3 r \frac{M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M₀ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

$M = 0.2 M_0$ appuis de rive ;

$M = 0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$M = 0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées ;

$M = 0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que :

$$L=a+b$$

$$a \times L \frac{1}{1 \Gamma \sqrt{\frac{M_e \Gamma M_t}{M_w \Gamma M_T}}} \text{ Appuis gauche} \dots \dots \dots [2]$$

$$b \times L \frac{1}{1 \Gamma \sqrt{\frac{M_w \Gamma M_t}{M_e \Gamma M_T}}} \text{ Appuis droit} \dots \dots \dots [2]$$

$$\text{Effort tranchant à gauche : } V_w \times 2 \frac{M_w \Gamma M_t}{a} \dots \dots \dots [2]$$

$$\text{Effort tranchant à droite : } V_e \times 2 \frac{M_e \Gamma M_t}{a} \dots \dots \dots [2]$$

a.2.Méthode de Caquot

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.1.Aplication de la méthode

Moment sur appuis

$$* M_a \times 0,2 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a \times Z \frac{q_w \cdot l_w^3 \Gamma q_e \cdot l_e^3}{8,5 \cdot \Gamma_w \Gamma l_e \cdot A} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 \times \frac{q l^2}{8}$$

Moment en travée

On a deux relations pour déterminer le moment en travée :

$$M_t(x) \times Z \frac{q x^2}{2} \Gamma \frac{q l}{2} \Gamma \frac{M_e \times Z M_w}{l} \times \Gamma M_w$$

$$x \times \frac{1}{2} \Gamma \frac{M_w \times Z M_e}{8 M_0} \cdot l$$

Avec :

M₀ : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite.

Avec :

$l'=l$ pour une travée de rive.

$l'=0.8l$ pour une travée intermédiaire.

l : représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant

$$T_w = \frac{ql}{2} \Gamma \frac{fM_e - ZM_w}{l} A$$

$$T_e = \frac{ql}{2} \Gamma \frac{fM_e + ZM_w}{l} A$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré;

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b) Les combinaisons des charges

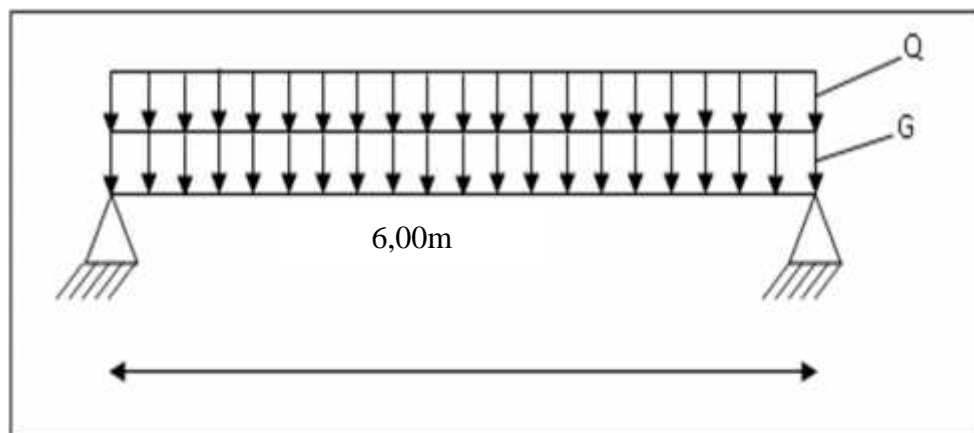


Figure III.3.Schéma statique d'une poutre isostatique.

Tableau III.3.Combinaisons des charges

Les combinaisons		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Avant le collage		$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,064$	$q_s = G + Q = 3,57$
Après collage	P. Terrasse	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,87$	$q_s = G + Q = 5,02$
	P. Courant	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,52$	$q_s = G + Q = 4,72$

Donc les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées.

c) les sollicitations

ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5,064}{8} \times \frac{f_6 A}{8} = 22,79 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3,57}{8} \times \frac{f_6 A}{8} = 16,065 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22,79 \times 10^4}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 103,42$$

$$\sim X_{10,34} > \sim_R X_{0,392} \quad A'_s > 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

e) Les types des poutrelles

Nous avons (03) types de poutrelles :

1^{er} type : Poutrelles à deux travées

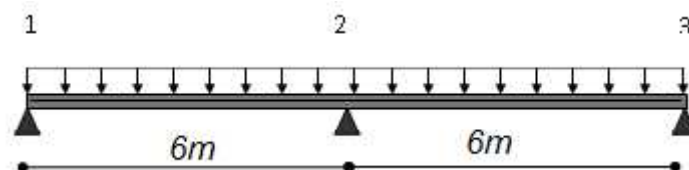


Figure III.4.Poutrelles à deux travées.

2^{ème} type : Poutrelles à trois travées

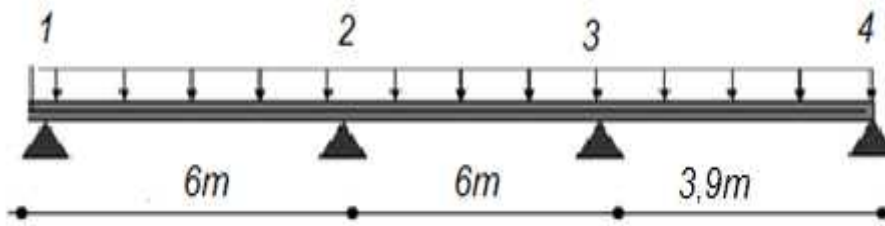


Figure III.5. Poutrelles à trois travées.

3^{ème} type : Poutrelles à quatre travées

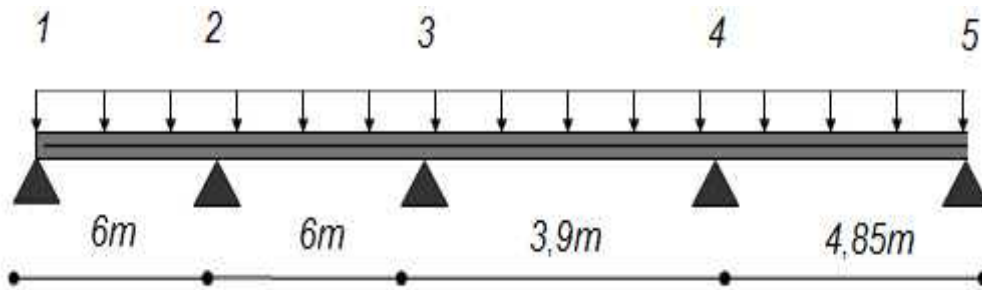


Figure III.6. Poutrelles à quatre travées.

Donc on choisit le 3^{ème} type pour tous les calculs car elle est plus défavorable (T_{max} , M_{max}).

f) Application du méthode de forfaitaire

Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

1. La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 4,37 = 8,74 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....**CV.**

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$\frac{6}{6} \times 1 \quad ; \quad \frac{6}{4,50} \times 1,33 \quad \dots\dots\dots \text{CNV.}$

Donc :

Les conditions la méthode de forfaitaire n'est pas vérifier, alors on passe à la méthode de Caquot.

g)Application du méthode de Caquot

1.Calcul des moments(M_0 , M_a , M_t) et les efforts tranchants

a)ELU :

Tableau III.4.Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU

Portée (m)	6	6	3,9	4,85
Portée fictive l'(m)	6	4,8	3,12	4,85
Charges permanente (KN/ml)	4,37	4,37	4,37	4,37
Charges d'exploitations (KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65
Chargée : $1,35G+1,5Q$	6,87	6,87	6,87	6,87
Déchargée : $1,35G$	5,90	5,90	5,90	5,90
M_a cas1 (KN.m)	0	-24,44	-21,85	-12,24
M_a cas2 (KN.m)	0	-23,27	-13,95	-13,02
M_a cas3 (KN.m)	0	-20,99	-12,35	-12,58
$M_{isostatiqu e}$ Chargée (KN.m)	30,92	30,92	13,06	20,2
$M_{isostatiqu e}$ Dechargée (KN.m)	26,55	26,55	11,22	17,35
$X_{M \max}$ (m)	2,41	3,06	1,95	2,51
$M_{t \max}$(KN.m)	19,92	7,79	-3,53	4,72
V_w (KN)	16,55	21,06	15,87	15,27
V_e (KN)	-24,7	-24,26	-16,54	-20,59

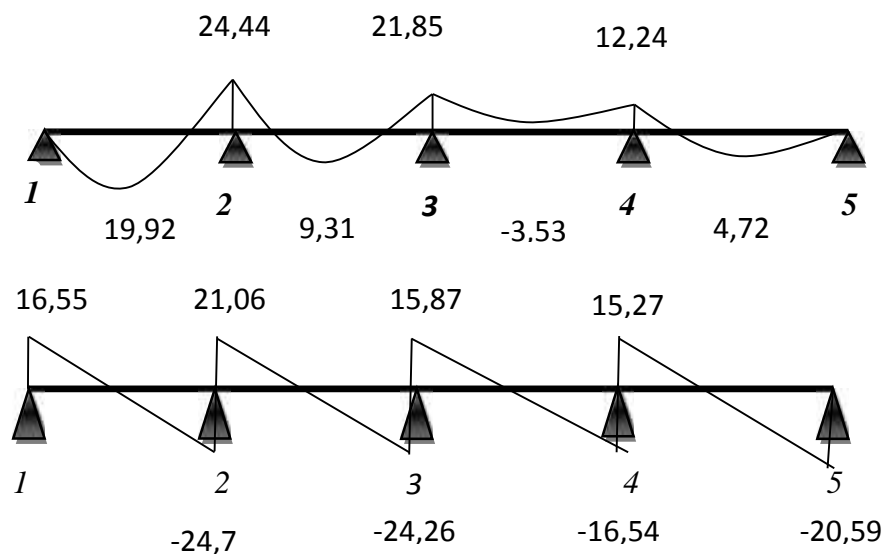


Figure III.7.Diagramme des moments et des efforts ELU.

b)ELS:

Tableau III.5.Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELS

Portée (m)	6	6	3,9	4,85	
Portée fictive $l'(m)$	6	4,8	3,12	4,85	
Charges permanente (KN/ml)	4,37	4,37	4,37	4,37	
Charges d'exploitations(KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65	
Chargée : G +Q	5,02	5,02	5,02	5,02	
Déchargée : G	4,37	4,37	4,37	4,37	
M_a cas1 (KN.m)	0	-17,86	-15,95	-8,94	0
M_a cas2 (KN.m)	0	-17,08	-10,22	-9,61	0
M_a cas3 (KN.m)	0	-15,55	-9,15	-9,32	0
$M_{isostatique}$ Chargée (KN.m)	22,59	22,59	9,54	14,76	
$M_{isostatique}$ Dechargée (KN.m)	19,67	19,67	8,31	9,32	
X_{Mmax} (m)	2,41	3,06	1,95	2,51	
M_{tmax} (KN.m)	14,54	5,69	-2,58	3,45	
V_w (KN)	12,08	15,06	11,59	11,15	
V_e (KN)	-18,04	-17,72	-12,08	-15,04	

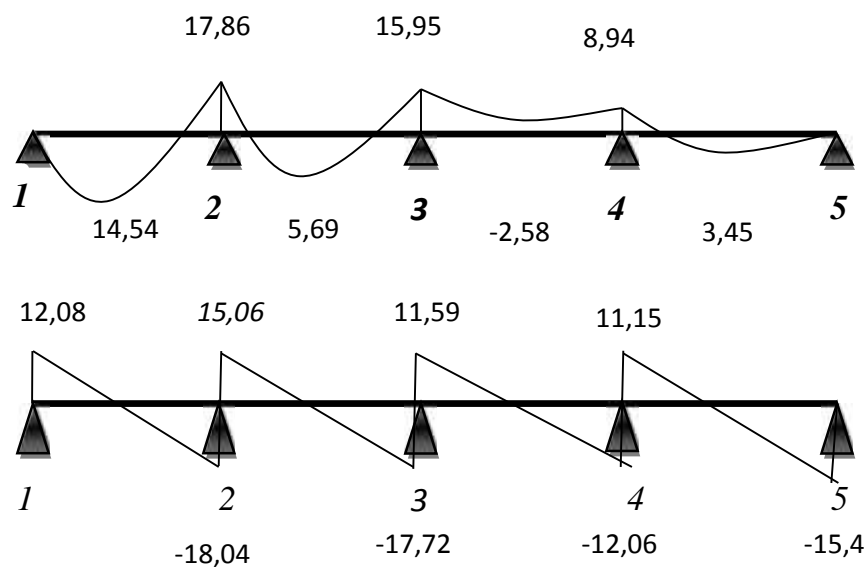


Figure III.8.Diagramme des moments et des efforts ELS.

Tableau III.6. Valeurs maximales des sollicitations

Sollicitation maximale	ELU	ELS
M_t (KN.m)	19,92	14,54
M_a (KN.m)	24,44	17,86
T (KN)	24,7	18,04

III.3.1.2. Ferrailage des poutrelles**a) En travée :**

$M_u = M_t = 19,92$ KN.m ; $M_s = 14,54$ KN.m ; $y = h_0$; $b_0 = 12$ cm ; $b = 65$ cm ; $h = 24$ cm
 $h_0 = 4$ cm.

Moment support par la table

$$M_{t1} = b \cdot h_{ef} \cdot f_b \cdot \left(d - \frac{h_{ef}}{2}\right)$$

$$f_b = \frac{0,85 \times f_c}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_{t1} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_{t1} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 72,21 \text{ KN.m} > M_u = 19,92 \text{ KN.}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$).

b) Sur appuis

$$M_u = 24,44 \text{ KN.m} ; M_s = 17,86 \text{ KN.m}$$

Moment support par la table

$$M_{t1} = b \cdot h_{ef} \cdot f_b \cdot \left(d - \frac{h_{ef}}{2}\right)$$

$$M_{t1} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2}\right) = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 72,21 \text{ KN.m} > M_u = 24,44 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_{ef} \times h$).

Tableau III.7.Ferrailage de poutrelle

	Travée	Appui
Mu(KN.m)	19,92	24,44
~	0,046	0,057
~1< ~lu	Oui	Oui
As'(cm²)	0	0
r	0,059	0,073
Z(cm)	21,10	21,00
As(cm²)	2,71	3,34
Choix	3T12	1T16 1T14
As(cm²)	3,39	3,55
St (cm)	15	
Ar(cm²)	2T8	
Choix	1,01	

III.3.1.3.Vérification les armatures longitudinales selon « BAEL91modifié 99 »

a)Traveé

$$A_s \mid A_{\min} \times \text{Max} \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \mathbf{1}'$$

$$A_s \times 3,39 \text{ cm}^2 \mid A_{\min} \times 1,087 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{..CV}$$

b)Appuis

$$A_s \mid A_{\min} \times \text{Max} \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \mathbf{1}'$$

$$A_s \times 3,55 \text{ cm}^2 \mid A_{\min} \times 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{..CV}$$

III.3.1.4.Vérification les armatures transversales selon « BAEL91modifié 99 »

$$\dots_t \times \frac{A_t}{b_0 \mid S_t} \mid \dots_{t\min} \times \frac{1}{f_e} \max \frac{f_u}{2}; 0,4 \text{MPa}$$

$$\dots_t \times 5,55 \mid 10^{Z3} \mid \dots_{t\min} \times 2,02 \mid 10^{Z3} \dots\dots\dots \text{..CV}$$

III.3.1.5. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{X_b}; 5 \text{ MPa} \right) \leq 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\tau_u \leq \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \frac{24,70 \mid 10^3}{0,12 \mid 0,216} \leq 0,95 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \leq 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.1.6. Vérification des appuis**a) Appuis de rive****Compression du béton**

$$V_u \leq 0,4 \left(\frac{f_{cj}}{X_b} \right) \mid 0,9 \mid d \mid b_0$$

$$V_u \leq 24,70 \text{ KN} \leq 155,52 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Armatures longitudinales

$$\text{On a : } A_s \geq \frac{V_u}{\tau_s}$$

$$\text{Donc : } 3,55 \text{ cm}^2 \geq 0,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Appuis Intermédiaire**Compression du béton**

$$V_u \leq 155,52 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u \Gamma}{\frac{f_e}{X_s}} \geq \frac{24,26 \Gamma}{\frac{400}{1,5}} \geq \frac{19,92 \mid 10^2}{0,9 \mid 21,6} \geq 20,29 \text{ cm}^2 \Phi 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) Vérification de la liaison table et

$$\text{nervure } \tau_u \leq \frac{V_u \mid b_1}{1,9 \mid b \mid d \mid h_0} \leq \frac{24,70 \mid 26,5}{1,9 \mid 65 \mid 21,6 \mid 4} \leq 10 \leq 0,61 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.1.7. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

J) Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b}{7,5 A_s} \frac{d}{A_s}} \quad Z1$$

J) Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - Z_c')^2 + n A_s (d - Z_y)^2$$

Avec :

$b_0=12\text{cm} ; b=65\text{cm} ; d=21,6\text{cm} ; n=15 ; c=c'=2\text{cm} ; A_s'=0 ; y \times 1.6$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Z_y) \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \right) \leq 240 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8. Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	$\exists_{bc} \leq \overline{\exists_{bc}}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	14,54	3,39	5,08	14436,63	5,12	231,26	CV
Appui	17,86	3,55	10,10	11163,52	14,56	238,44	CV

III.3.1.8. Déformation de poutres

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad 0,04 \leq 0,04 \quad CV$$

$$A_s \geq \frac{4,2bd}{f_e} \dots\dots\dots [2] \quad A_s \geq 4,74 \quad \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad 0,04 \geq 0,04 \dots\dots\dots CV$$

Tous les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

III.3.1.9. Dalle de compression

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

a) La section d'armature satisfait la condition

$$A \geq \frac{4}{f_e} l X \frac{0,65}{400} \times 10^2 \times 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre 6 mm

III.3.1.10. Schéma ferrailage

TS 6 (150×150)

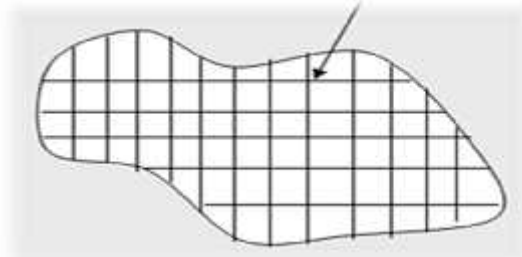


Figure III.9. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

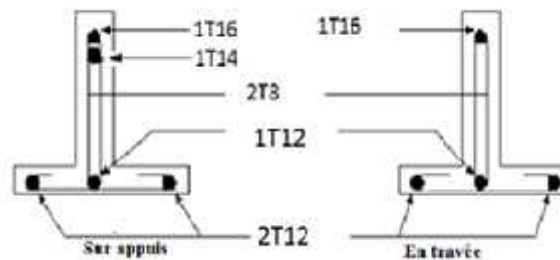


Figure III.10. Ferrailages des poutrelles.

III.4. Escalier

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté. Notre bâtiment comporte deux types escaliers :

- a- Un escalier à trois volets ;
- b- Un escalier a deux volets.

III.4.1. Les combinaisons des charges et surcharges

On a : Le calcule se fait pour une bande de 1 m.

Les charges de volée $G \times 14,77 \text{ KN / ml}$
 $Q \times 3,5 \text{ KN / ml}$

Les charges de palier $G \times 8,54 \text{ KN / ml}$
 $Q \times 3,5 \text{ KN / ml}$

Tableau III.9. Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS

	E.L.U	E.L.S
La volée	$P_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 25,19 \text{ KN/m}$	$P_{s2} = G + Q = 18,27 \text{ KN/m}$
Le palier	$P_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 16,78 \text{ KN/m}$	$P_{s1} = G + Q = 12,04 \text{ KN/m}$

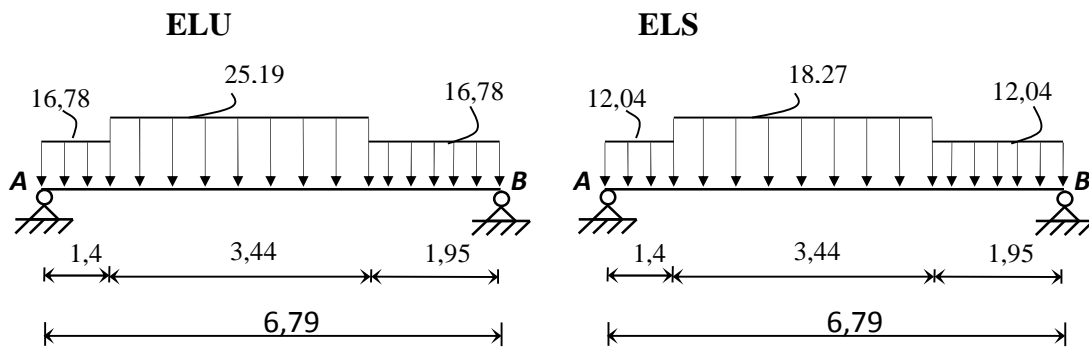


Figure III.11. Schéma RDM d'escalier de deux volés.

III.4.2. Calcul les Sollicitation

III.4.2.1. L'ELU

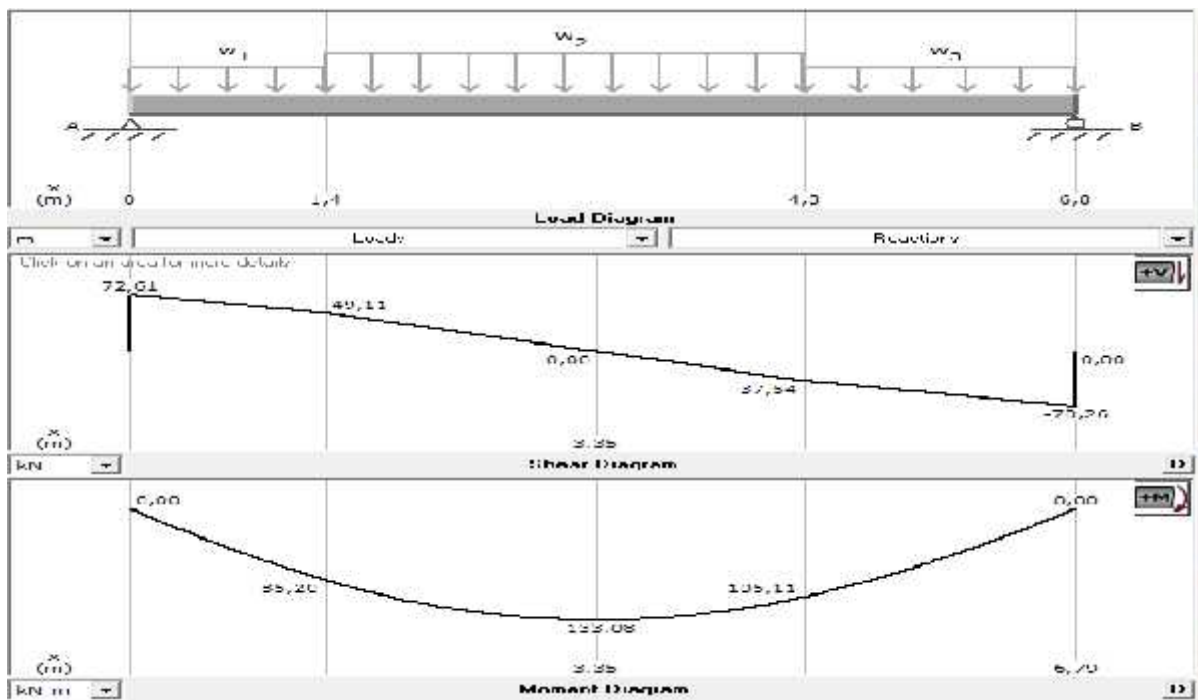


Figure III.12. Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

III.4.2.2.L'ELS

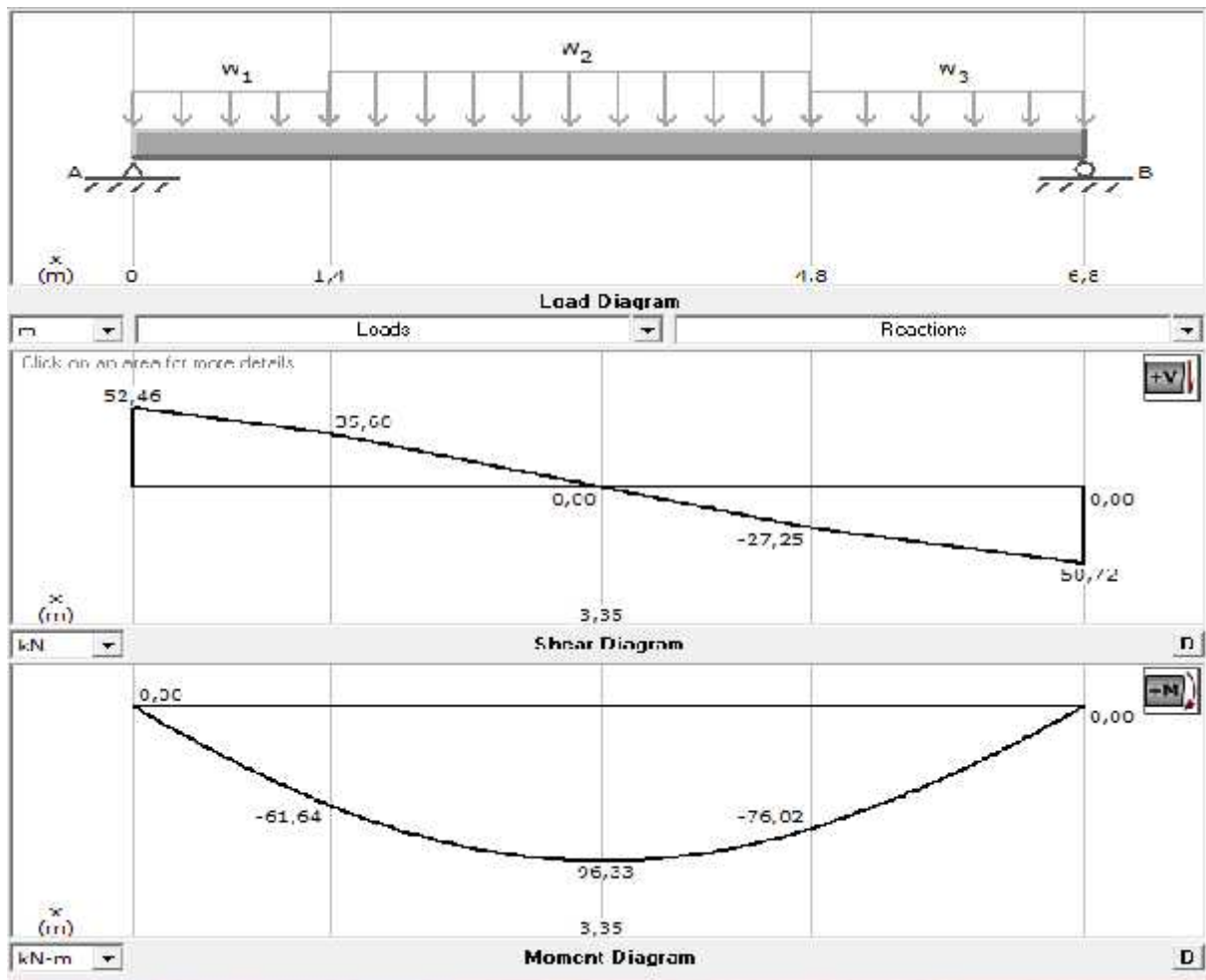


Figure III.13. Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

III.4.3. Ferrailage de l'escalier

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$; $e=h=30\text{cm}$; $d=0.9h=27\text{cm}$; $M_{u\text{ max}}=133,08\text{KN.m}$; $M_{s\text{ max}}=96,33\text{KN.m}$

$f_e = 400\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{ MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $\gamma_s=1.5$; $\gamma_{st}=1.15$

Calcul les moments

$$\begin{aligned} \text{Travée} \quad M_{tu} &= 0.85 \times M_{u\text{ max}} = 113,12\text{KN.m} \\ M_{ts} &= 0.85 \times M_{s\text{ max}} = 81,88\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Appui} \quad M_{au} &= 0.2 \times M_{u\text{ max}} = 26,62\text{KN.m} \\ M_{as} &= 0.2 \times M_{s\text{ max}} = 19,27\text{KN.m} \end{aligned}$$

Tableau III.10.Ferrailage de l'escalier

	Travée	Appui
Mu(KN.m)	113,12	26,62
~	0.109	0.025
~l< ~R	Oui	Oui
As'(cm²)	0	0
r	0.144	0.032
Z(cm)	25.44	26.65
As(cm²)	12.78	2.77
Choix	7T16	4T12
As(cm²)	14,08	4.53
St(cm)	12	30
Ar(cm²)	3.52	1.13
Choix	5T10	4T8
Ar(cm²)	3.93	2.01
St	25	30

III.4.4.Les vérifications

III.4.4.1.Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 14,08 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,53 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$ vérifiée

III.4.4.2.Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u \leq \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\chi_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{72,61}{100 \times 27} = 0,268 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u Z \frac{M_u}{0,9d} < 0$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u Z \frac{M_u}{0,9d} > 0$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \frac{T_u Z \frac{M_u}{0,9d}}{f_s}$

$T_u Z \frac{M_u}{0,9d} = 72,61 Z \frac{113,08 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 27} = 392,73 \text{ KN} < 0$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

III.4.4.3. Les armatures transversales

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$f_u \leq 0,268 \text{ MPa} \quad \text{ou} \quad \frac{0,07 f_{c28}}{x_b} \leq \frac{0,07}{1,5} \leq 1,17 \text{ MPa} \quad \text{..... CV}$$

Donc: il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

III.4.4.4. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a) Vérification des contraintes du béton

) Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 \Gamma n A_s' (y - z_{c'}) - z n A_s (d - z) = 0$$

) Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 \Gamma n A_s' (y - z_{c'})^2 + \Gamma n A_s (d - z)^2$$

Avec :

$$n = 15 ; c = c' = 3 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A_s' = 0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.11. Vérification à l'ELS

	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	ε_{bc} (MPa)	ε_{bc} TMε_{bc}
Travée	81.88	14,08	8.71	91573.44	7.78	CV
appui	19.27	4.53	5.42	36951.41	2.83	CV

III.4.4.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \mid \frac{1}{16} \qquad \frac{30}{679} \times 0,0462 \mid 0,0625 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \times \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots [3] \qquad \frac{14,08}{100 \mid 27} \times 0,0051 \times 0,0105 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \mid \frac{M_t}{10M_0} \qquad 0,077 \times 0,292 \dots\dots\dots \quad \text{non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : ζ_{f_T} X f_v Z f_i TM f̄ .

$$f_i \times \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}}$$

Avec : $f_v \times \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \qquad L=6.79m \quad 5m$

$$\bar{f} \times \frac{L}{500} \Gamma 0.5 \times 1,86cm$$

Donc :

$$I_{fi} \times \frac{1,1I_0}{1 \Gamma_i} \uparrow \uparrow \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$I_{fv} \times \frac{I_0}{1 \Gamma_v} \uparrow \uparrow$$

$$I_0 \times \frac{bh^3}{12} \Gamma 15A_s \frac{h}{2} Z d^2 \Gamma 15A_s \frac{h}{2} Z d^2$$

I₀ : moment d'inertie de la section homogène

$$\left. \begin{aligned} & \}i \times \frac{0,05 f_{t28}}{u \cdot 2 \Gamma \frac{3b_0}{b}} \\ & \}v \times \frac{0,02 f_{t28}}{u \cdot 2 \Gamma \frac{3b_0}{b}} \end{aligned} \right\} ; \left. \begin{aligned} & u \times \frac{A_s}{b_0 d} \\ & \uparrow \times 1 Z \frac{1,75 f_{t28}}{4u \uparrow_s \Gamma f_{t28}} \\ & \uparrow_s \times \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{aligned} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$

$E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12. Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	u	\uparrow_s MPa	$\}i$	$\}v$	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
81.88	13.86	0.0051	218.8	4.11	1.65	0.44	254937.6	99854.5	147704.28

Donc

$f_i \times 1,18\text{cm}$

$f_v \times 2,38\text{cm}$

$\zeta f_T \times f_v \times Z f_i \times 1,36\text{cm}$

$\zeta f_T \times 1,2\text{cm} < \bar{f} \times 1,85\text{cm} \dots \dots \dots CV.$

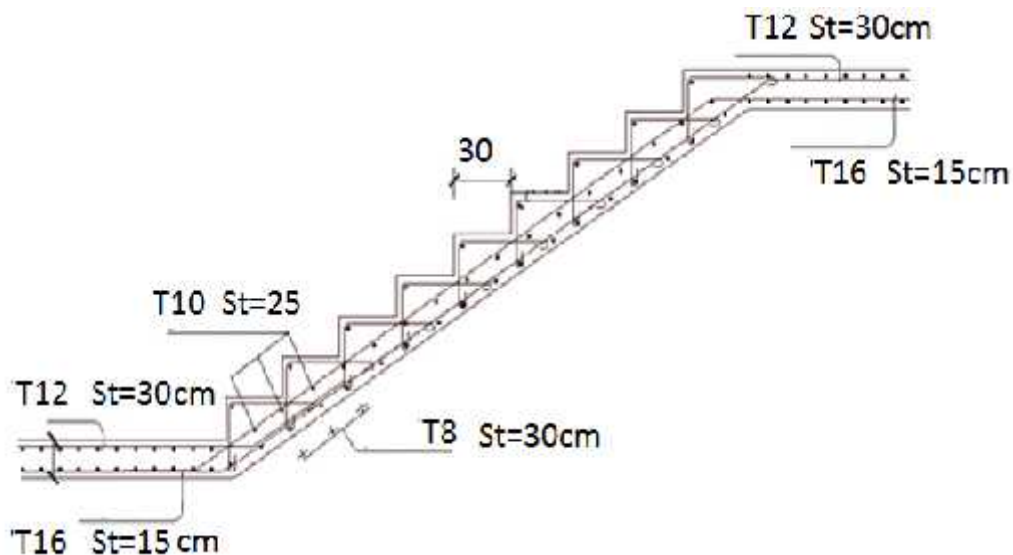


Figure III.14. Ferrailage des escaliers.

III.5.Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par **BAEL**, est vérifiée selon le **RPA99 version 2003**. Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

III.5.1.Les combinaisons des charges

$$R_u \times 70.37 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } R_s \times 49.48 \text{ KN}$$

$$G \times 12.79 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } ELU \quad P_u \times 1.35 \left| 12.79 \Gamma \frac{70.37}{4.5} \right. \times 31.9 \text{ KN/m}$$

$$ELU \quad P_s \times 12.79 \Gamma \frac{49.48}{4.5} \times 23.79 \text{ KN/m}$$

III.5.2.Calcul les sollicitation

a) L'ELU

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{F_u \times L^2}{1} = 53.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{F_u \times L^2}{2} = 26.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{F_u \times L}{2} = 71.77 \text{ KN}$$

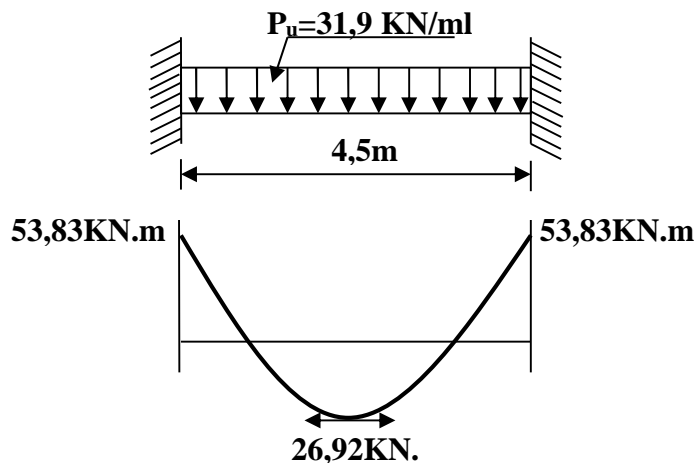


Figure III.15. Diagramme des moments de la poutre palier à ELU.

b) L'ELS

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{F_u \times L^2}{1} = 40,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{F_u \times L^2}{2} = 20,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{F_u \times L}{2} = 53,53 \text{ KN}$$

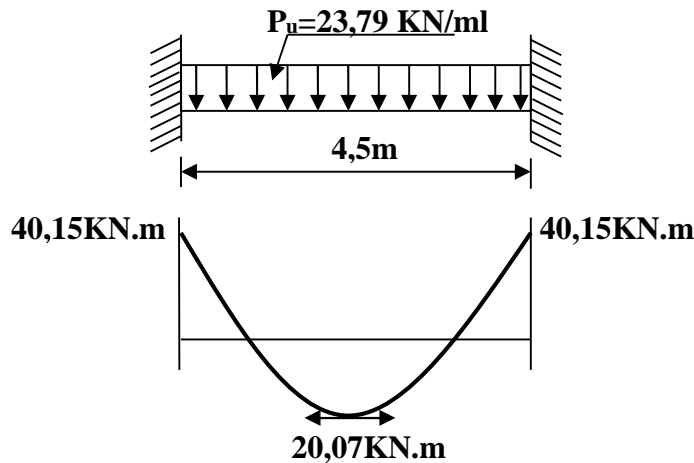


Figure III.16. Diagramme des moments de la poutre palier à ELS.

III.5.3. Ferrailage de la poutre palière

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=0.9h=31.5\text{cm}$; $M_{ut} = 26,92\text{KN.m}$; $M_{st} = 20,07\text{KN.m}$
 $M_{ua} = 53.83\text{KN.m}$; $M_{sa} = 40,15\text{KN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$;
 $c=c'=3\text{cm}$; $\uparrow_b = 1.5$; $\uparrow_s = 1.15$.

Tableau III.13. Ferrailage de la poutre palière

	Travée	Appui
Mu(KN.m)	26.92	53.83
~	0.064	0.128
~L ~R	Oui	Oui
As'(cm²)	0	0
r	0.083	0.172
Z(cm)	30.45	29.33
As(cm²)	2.54	5.28
Choix	3T14	3T14+2T12
As(cm²)	4.62	6.88
Ar(cm²)	$m \theta , X 4 10 X 3.14 \text{ cm}^2$	
St(cm)	St X10cm.....Zone nodale St X15cm.....Zone courante	

III 5.4.Vérification

III 5.4.1.Condition de non fragilité

$$A_s \mid A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \times \max \left(\frac{30 \mid 35}{1000}, 0,23 \mid 30 \mid 31.5 \mid \frac{2,1}{400} \right) \times 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$ $A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$.

Sur appui : $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$ $A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$.

III 5.4.2.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a)Vérification des contraintes du béton

) **Position de l'axe neutre**

$$y \times \frac{15 A_s}{b} \sqrt{1 \Gamma \frac{b \mid d \mid A_s}{7,5 A_s^2}} \leq Z_1$$

) **Moment d'inertie**

$$I \times \frac{b}{3} y^3 \Gamma n A_s' (y - Z_c)^2 \Gamma n A_s (d - Z)^2$$

Avec :

$n=15$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=31.5\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $A_s' = 0$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III .14. Vérification à l'ELS

	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} TM σ_{bc}
Travée	20,07	4.62	9.97	42033.65	4.67	CV
appui	40,15	6.88	11.09	51317.96	8.68	CV

III.5.4.3.Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\chi_b}; 5MPa \right) \leq 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \frac{64,44 \cdot 10^3}{300 \cdot 315} \leq 0,682MPa < \overline{\tau_u} \leq 3,33MPa \dots\dots\dots CV.$$

III.5.4.4.Vérification de la flèche

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f \leq \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec :

P: la charge de la poutre à l'ELU,

l : la longueur de la poutre,

E: module de Young.

I: l'inertie de la poutre.

Donc :

$$P = 28,64KN/ml$$

$$I \leq \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5cm^4 \quad f \leq 0,0014cm$$

$$\text{On doit également vérifier que : } f \leq \overline{f} \leq \frac{l}{500} = 0,9cm \quad f < \overline{f} \dots\dots\dots CV.$$

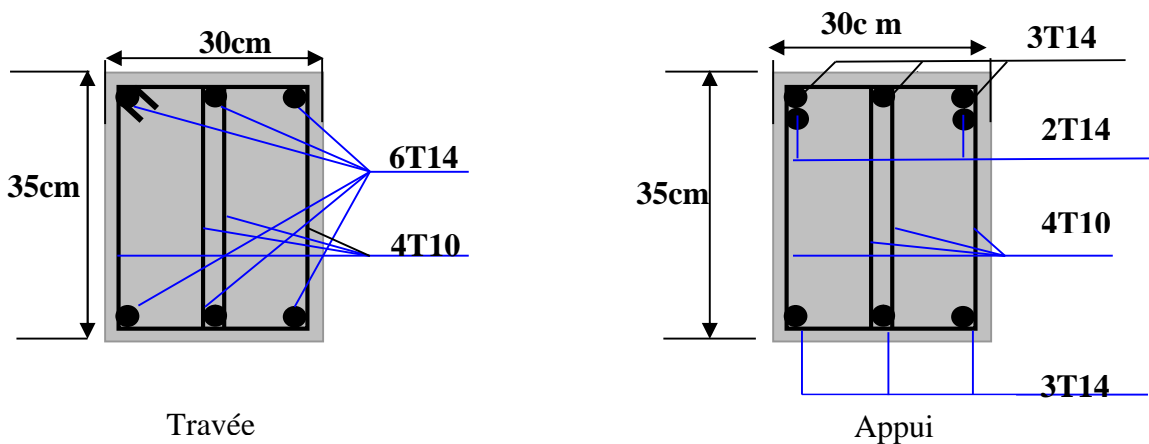


Figure III.17.Ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.1. Combinaison des charges

$$\text{On a : } \begin{aligned} G &= 56,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q &= 1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \begin{aligned} \text{ELU} \quad q_u &= 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS} \quad q_{\text{ser}} &= G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

III.6.2. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de μ_x : $0,4 \Phi \dots \Phi 1$

$$\dots \times \frac{L_x}{L_y} \times \frac{2,5}{2,45} \times 1,02$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{ELU} \quad \begin{aligned} M_x &= \alpha_x q_u L_x^2 \\ M_y &= \alpha_y M_x \end{aligned}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{aligned} M_x &= \alpha_x q_{\text{ser}} L_x^2 \\ M_y &= \alpha_y M_x \end{aligned}$$

D'après le BAEL : $(\mu_x ; \mu_y)$

$$\text{1) ELU : } \begin{aligned} \alpha_x &= 0,0822 \quad M_x = 39,78 \text{ kNm} \\ \alpha_y &= 0,2948 \quad M_y = 11,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

a) Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 33,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,97 \text{ KN.m}$$

b) Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=2,99\text{KN.m}$$

$$M_a=\text{Max}(M_{ax} ; M_{ay})=10,14\text{KN.m}$$

$$\begin{aligned} 2)\text{ELS : } & \sim_x \times 0,0822 \quad M_x \times 29,41\text{KN.m} \\ & \sim_y \times 0,294 \quad M_y \times 8,65\text{KN.m} \end{aligned}$$

a) Moments en travées

$$M_{tx}=0,85M_x=24,99\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=7,35\text{KN.m}$$

b) Moments sur appuis

$$M_a=\text{Max} (0,3M_x ; 0,3M_y)=8,82\text{KN.m}$$

III.6.3.Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)=(100x25)cm² qui travaille en flexion simple.

III.6.3.1.Ferraillage En Travée Dans le sens « L_x » et le sens « L_y »

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=0,9h=22,5\text{cm} ; c=3\text{cm} ; f_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_{ts}=348\text{MPa}$$

$$d=d_x-\emptyset_x=21\text{cm}$$

Tableau III.15.Le ferraillage de la machine en travée (sens L_x et L_y)

	Travée	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Mu(KN.m)	33,81	9,97
~	0,047	0,014
~l< ~R	Oui	Oui
A_s'(cm²)	0	0
γ	0,06	0,018
Z(cm)	21,96	22,34
A_s(cm²)	4,43	1,28
Choix	4T12	4T8

$A_s(\text{cm}^2)$	4,53	2,01
$S_t(\text{cm})$	25	25

III.6.3.1.Ferraillage Sur Appuis

$b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_{cs}=348\text{MPa}$.

Tableau III.16. Le ferraillage de la machine en appuis

	Appuis
Mu(KN.m)	10,14
~	0,014
~1< ~R	Oui
$A_s'(\text{cm}^2)$	0
r	0,018
Z(cm)	22,34
$A_s(\text{cm}^2)$	1,31
Choix	4T8
$A_s(\text{cm}^2)$	2,01
$S_t(\text{cm})$	25

III.6.3.2.Vérification de la condition de non fragilité

$$A_x \mid \dots_0 \frac{f_b Z \dots A}{2} bh \times 1,98 \text{cm}^2$$

$$A_y \mid \dots_0 bh \times 2,00 \text{cm}^2$$

$\dots_0 \times 0,8\%$ pour les barres à haute adhérence

Avec : $\dots \times \frac{L_x}{L_y} \times 1,02$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x=2,01\text{cm}^2/\text{ml} > 2,05\text{cm}^2\text{CV}$

En travée : $A_x=4,53\text{cm}^2/\text{ml} > 2,05\text{cm}^2\text{CV}$

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=2,01\text{cm}^2/\text{ml}>2,00\text{cm}^2\text{CV}$

En travée : $A_x=2,01\text{cm}^2/\text{ml}>2,00\text{cm}^2\text{CV}$

III.6.3.3. Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u \times \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0,05 f_{c28} \leq 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x \leq \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x \Gamma L_y} \leq 63,665 \text{KN}$$

$$T_y \leq \frac{q_u L_x}{3} \leq 64,53 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} \leq \text{Max}(T_x; T_y) \leq 64,53 \text{KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{64,53 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} \leq 0,287 \text{MPa} \leq 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.6.4. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

) Position de l'axe neutre

$$y \leq \frac{15 A_s}{b} \sqrt{1 + \Gamma \frac{b | d | A_s}{7,5 A_s^2}} \leq 1$$

) Moment d'inertie

$$I \leq \frac{b}{3} y^3 \Gamma n A_s' (y - Zc')^2 \Gamma n A_s (d - Z)^2$$

Avec :

$n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; d=22,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0 ; \Gamma=1,6 ; f_e=400\text{MPa}.$

On doit vérifier que:

$$\tau_{bc} \leq \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0,6 f_{c28} \leq 15 \text{MPa}$$

$$\tau_s \leq n \frac{M_{ser}}{I} f_d Z y \leq \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 y \right) \leq 240 \text{MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17.Vérification à l’ELS

		M_t (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\begin{matrix} \uparrow & \sigma_{bc} & \downarrow \\ \uparrow & \sigma_s & \downarrow \end{matrix}$
Travée	Sens (x-x)	24,99	4,53	4,89	24969,79	4,89	234,36	CV
	Sens (y-y)	7,35	2,01	3,39	12309,15	2,02	171,16	CV
Appuis		8,82	2,01	3,39	12309,15	2,43	205,4	CV

III.6.5.Vérification de la flèche

Il n’est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0,1 \geq 0,01667 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \leq \frac{1}{35} \quad 0,1 \geq 0,028 \leq 0,037 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \quad 0,00201 \geq 0,005 \dots\dots\dots CV$$

Donc : Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

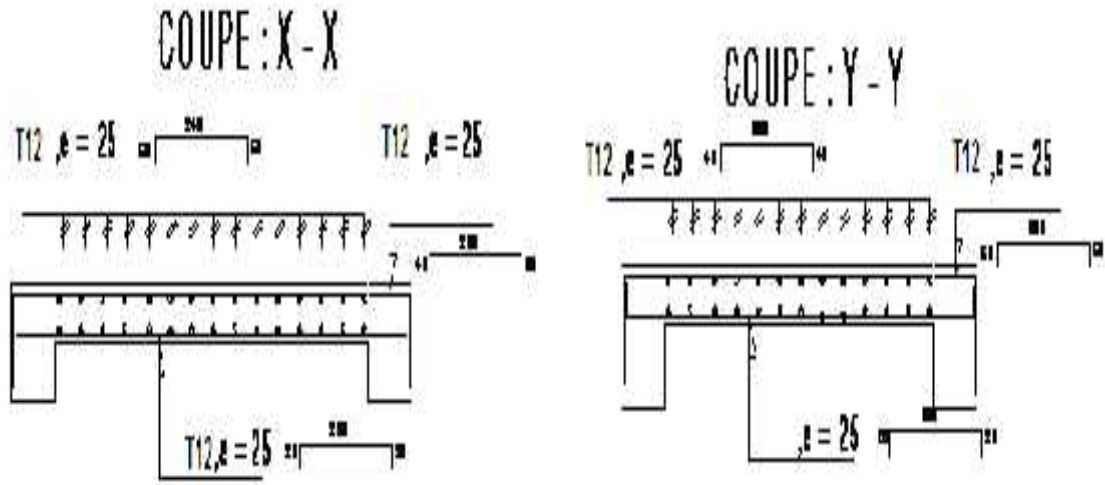


Figure.III.18.Schéma de ferrailage de la dalle machine.

III.7.Les Balcons

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

-) Son poids propre;
-) La surcharge d'exploitation ;
-) Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps ;
-) Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

III.7.1.Les combinaisons des charges et surcharges

Pour une bande de 1 ml.

On a :

Les charges de la dalle $G \times 6,40 \text{ KN} / \text{m}^2 \mid 1 \text{ ml} \times 6,40 \text{ KN} / \text{ml}$
 $Q \times 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \mid 1 \text{ ml} \times 3,5 \text{ KN} / \text{m}$

Les charges de garde-corps $\sum G \times 1,62 \text{ KN} / \text{m}^2 \mid 1,7 \text{ m} \mid 1 \text{ m} \times 2,75 \text{ KN}$

Tableau III.18.Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS

	E.L.U	E.L.S
La dalle	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 13,89 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q = 9,9 \text{ KN/m}$

Le garde-corps	$p_u = 1,35 G = 3,71 \text{ KN}$	$p_s = G = 3,2 \text{ KN}$
-----------------------	----------------------------------	----------------------------

III.7.2.Calcul les Sollicitation

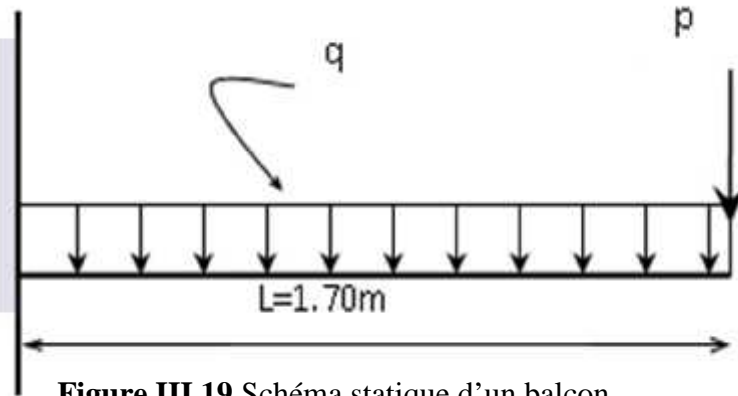


Figure III.19.Schéma statique d'un balcon.

a)ELU

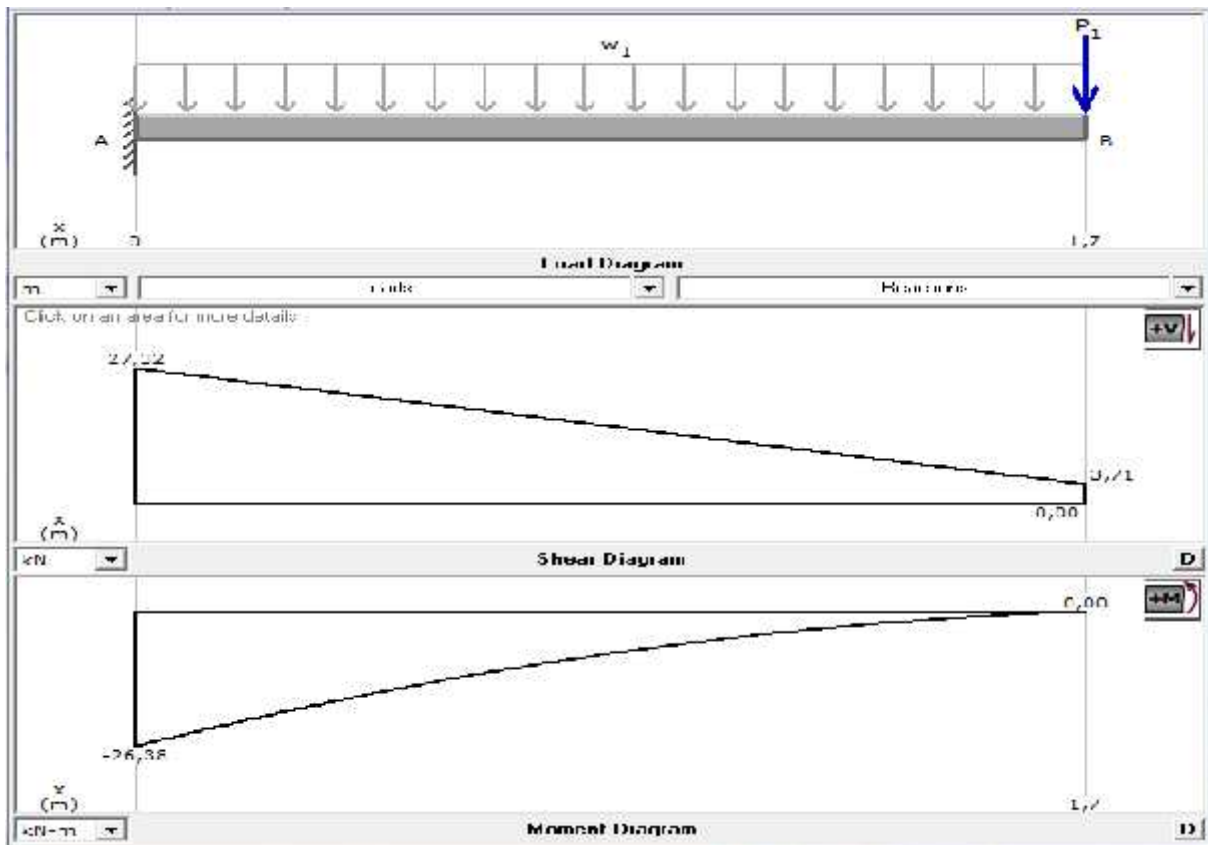


Figure III.20.Diagrammes de moment et l'effort tranchant du balcon à ELU.

b)ELS

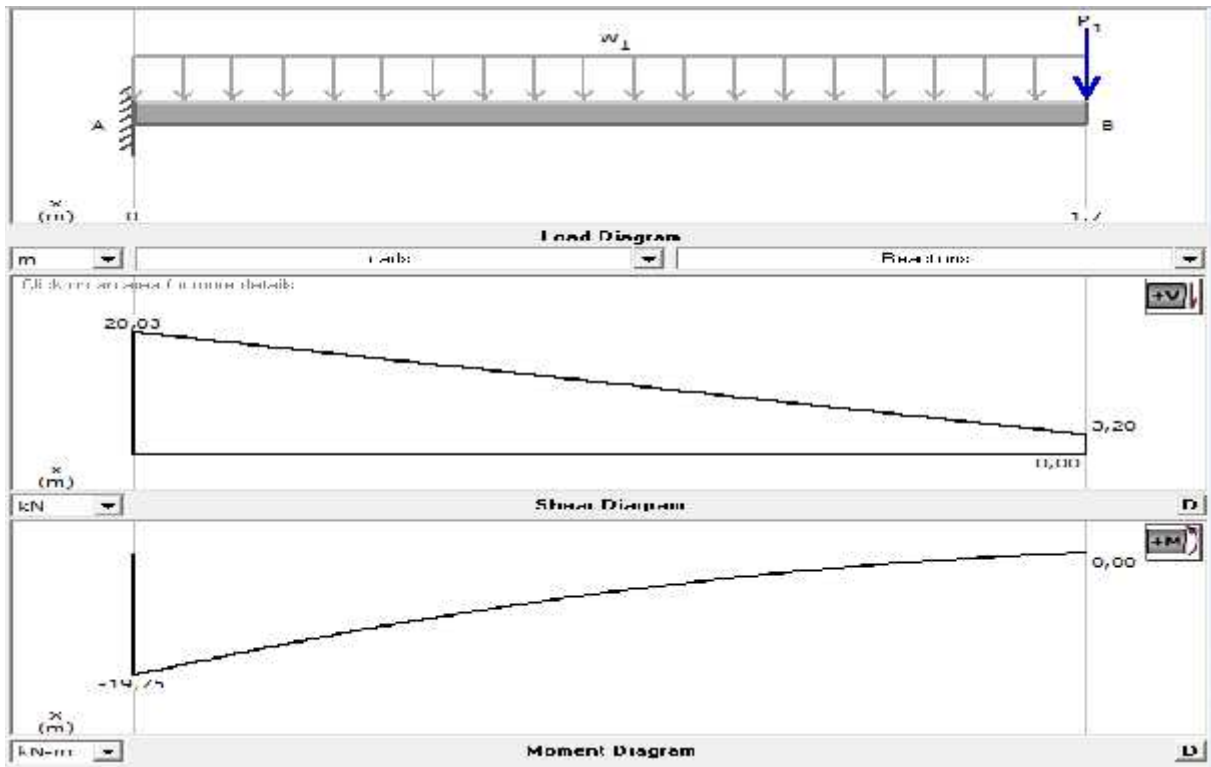


Figure III.21. Diagrammes de moment et l’effort tranchant du balcon à ELS.

On a :

$$\frac{L_x}{L_y} \times \frac{1,7}{6,65} \times 0,25 < 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.7.3. Ferrailage du balcon

On a :

$b=100 \text{ cm} ; h=20\text{cm}; d=0.9h=18\text{cm} ; c=c'=3\text{cm} ; f_{bu}=14.17\text{MPa} ; |\uparrow_b|=1.5 ; |\uparrow_s|=1.15 ;$
 $f_{t28} \times 2.1\text{MPa} ; Fe \times 400\text{MPa}$

<i>Travée</i>	<i>ELU</i>	$M_{tu} \times 0,85M_0 \times 22,42\text{KN.m}$
	<i>ELS</i>	$M_{ts} \times 0,85M_0 \times 16,79\text{KN.m}$

Les moments

<i>Appuis</i>	<i>ELU</i>	$M_{au} \times 0,5M_0 \times 13,19\text{KN.m}$
	<i>ELS</i>	$M_{as} \times 0,5M_0 \times 9,88\text{KN.m}$

Tableau III.19. Ferrailage du balcon

	balcon	
	Travée	Appuis

Mu(KN.m)	22,42	13,19
~	0,049	0,028
~1< ~R	Oui	Oui
As'(cm²)	0	0
r	0,063	0,036
Z(cm)	17,55	17,74
As(cm²)	3,67	2,13
Choix	4T12	4T10
As(cm²)	4,53	3,14
St (cm)	30	30
Ar(cm²)	1,13	0,79
Choix	4T8	4T8
Ar(cm²)	2,01	2,01
St(cm)	30	30

III.7.3.1.Vérification de la section d'acier selon « BAEL91modifié 99 »

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s \mid A_{\min} \times Max \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots a'$$

Travée $A_s \times 4,53cm^2 \mid A_{\min} \times 2,17cm^2 \dots\dots\dots CV$

Appuis $A_s \times 3,14cm^2 \mid A_{\min} \times 2,17cm^2 \dots\dots\dots CV$

III.7.3.2.Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\tau_u \times \frac{T_u}{bd} \tau_u \times Min \sum, 1 f_{c28}; 4MPa^*$$

$$\tau_u \times 0.152MPa \tau_u \times 2.5MPa \dots\dots\dots CV$$

III.7.4.Vérification à L'ELS

) **Position de l'axe neutre**

$$y \times \frac{15 A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b}{7,5 A_s} \frac{d}{A_s}} \geq 1$$

J) Moment d'inertie

$$I \geq \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - z_c')^2 + n A_s (d - z_y)^2$$

Avec :

$b=100\text{cm} ; d=18\text{cm} ; h=20\text{cm} ; n=15 ; c=c'=2\text{cm} ; A_s' = 0 ; y \geq 1.6$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s \leq 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - z_y) \leq \sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 y \right) \leq 240 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.20. Vérification à l'ELS

	M _t (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	État
Travée	16,79	4,53	4,31	15403,69	4,7	223,83	CV
Appuis	9,88	3,14	3,67	10120,9	3,58	209,83	CV

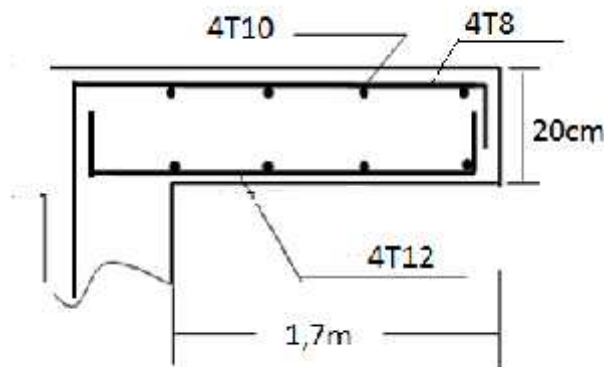


Figure III.22. Ferrailage des balcons.

Chapitre IV: Étude dynamique en zone sismique

IV.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2. Étude dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1.Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure ;

[K] : Matrice de rigidité de la structure ;

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives ;

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ ou forme modale.

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS (version 9.7.1)**.

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds ;
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i) ;
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$) ;
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds ;
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable) ;
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués) ;

IV.3.2. Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le [1] avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation ;
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$;
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère) ;
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher) ;
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries....et).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré ;

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

Remarque

Il y a lieu de rappeler que l'ETABS (**version 9.7.1**) calcule et affiche automatiquement les deux (2) valeurs citées précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

IV.4. Étude Sismique

IV.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique

de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2.Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir l'RPA 99 (version 2003). Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

La méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a)Analyse modale spectrale

a.1.Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répondeuse consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

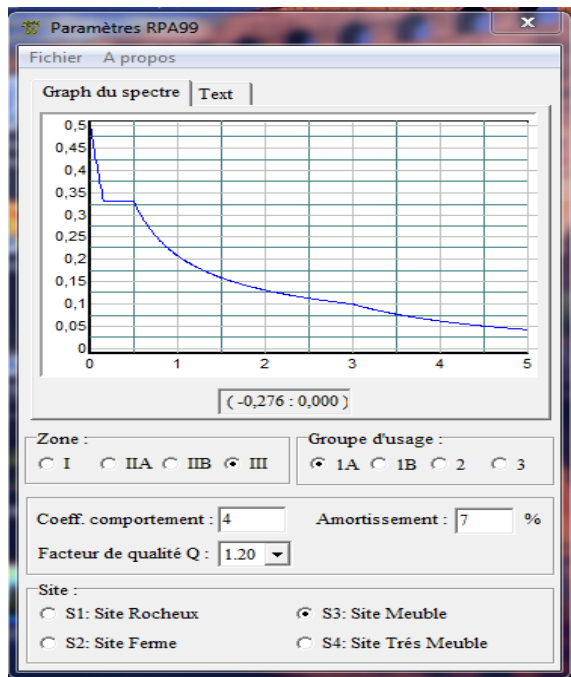


Figure IV.1. Spectre de réponse d’après RPA.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur ;

A: Coefficient d’accélération de zone ;

η: Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%)[1] ;

ξ: Pourcentage d’amortissement critique (ξ=7%).....[1] ;

R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ;

T: Périodes fondamentale qui calculé par [1] ;

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q: Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).....[1] ;

IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par l'RPA 99 (version 2003) est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t < 0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

On a : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone $\begin{cases} \text{groupe d'usage : I A} \\ \text{zone sismique : III} \end{cases} \Rightarrow A = 0,40 \dots \dots [1]$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots \dots \dots [1] \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de [1].

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) [1]**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le l'RPA 99 (version 2003) sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots [1] \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$$C_T=0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N= 40,15m.$$

D:est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D = \begin{cases} D_x = 30,805m \\ D_y = 46,47m \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} \text{Selon } x - x \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{40,15}{\sqrt{30,805}} = 0,65 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (40,15)^{3/4} = 0,79 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0.65;0.79) \\ \text{Selon } y - y \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{40,15}{\sqrt{46,47}} = 0,53 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (40,15)^{3/4} = 0,79 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0,53;0,79) \end{cases}$$

Donc on prend:

$$T = \begin{cases} T_x = 0,65 \text{ sec} \\ T_y = 0,53 \text{ sec} \end{cases}$$

Et on a:

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen**

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \end{cases} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots [1]$$

ξ (%): est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) de [1].

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,88$

$$\text{Alor : } \begin{cases} D_x = 1,85 \\ D_y = 2,12 \end{cases}$$

➤ Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 [1]) des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre structure, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure portiques contreventés par des voiles en béton armé ($R=4$).

➤ Facteur de qualité 'Q'

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction,

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots [1]$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 de [1].

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	$P_{q // xx}$	observée (o/n)	$P_{q // yy}$
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0,1	Non	0,1

$$\begin{cases} Q//xx = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,25 \\ Q//yy = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,25 \end{cases}$$

➤ **Poids de la structure W**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i ".

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i ".

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i ".

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bureaux ou assimilés), (Tableau 4.5) de [1].

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

Tableau IV.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 1A Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0,40
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,25
ε	-	7%
η	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,88
T₁	Site 3	0,15 s
T₂	Site 3	0,50 s

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

Suivant l'axe X : $C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} = 0,231$

Suivant l'axe Y : $C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} = 0,265$

$$\text{L'effort tranchant : } \begin{cases} V_x = C_x \times W = 0,231 \times W \\ V_y = C_y \times W = 0,265 \times W \end{cases}$$

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le [1] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$: il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$:

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

IV.5.1. Modèle initial

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure IV.2.

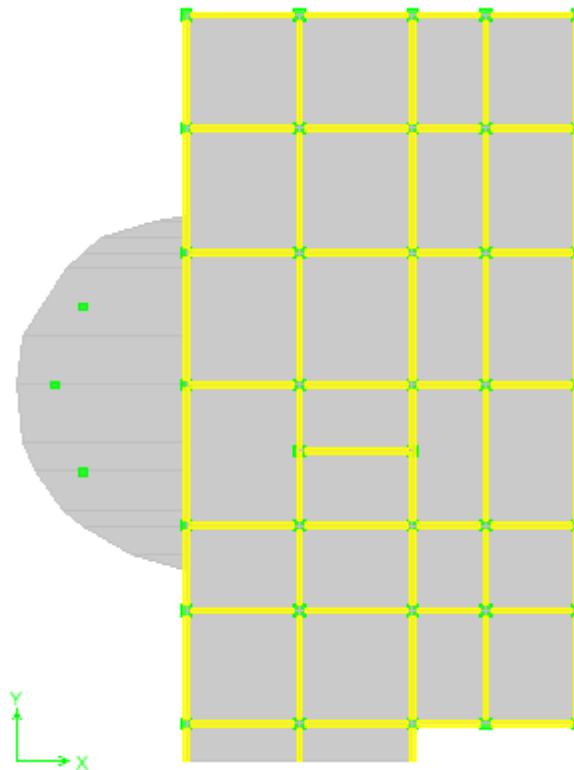


Figure IV.2. Modèle initial.

IV.5.1.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,144634	39,5302	5,743	0	39,5302	5,743	0
2	1,008445	28,4777	24,0216	0	68,0079	29,7646	0
3	0,871355	3,0623	40,8556	0	71,0702	70,6202	0
4	0,423818	16,799	0,0172	0	87,8693	70,6374	0
5	0,413232	0,0109	2,759	0	87,8801	73,3964	0
6	0,363407	0,008	15,1377	0	87,8882	88,5341	0
7	0,246457	2,4151	0,2658	0	90,3033	88,7999	0
8	0,235992	1,7694	1,0053	0	92,0727	89,8051	0
9	0,2108	0,0874	2,5915	0	92,16	92,3966	0
10	0,170201	2,197	0,0368	0	94,357	92,4334	0
11	0,169554	0,1139	0,51	0	94,4709	92,9434	0
12	0,151372	0,0049	1,7467	0	94,4758	94,6901	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=1,14\text{sec}$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2892,09 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3035,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 139710,04 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} V^x = 32273,02 \text{ KN} \\ V^y = 37010,23 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 25818,42 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 29608,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 2892,09 \text{ KN} \geq 0,8V^x = 25818,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \\ V_t^y = 37010,23 \text{ KN} \geq 0,8V^y = 29608,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.

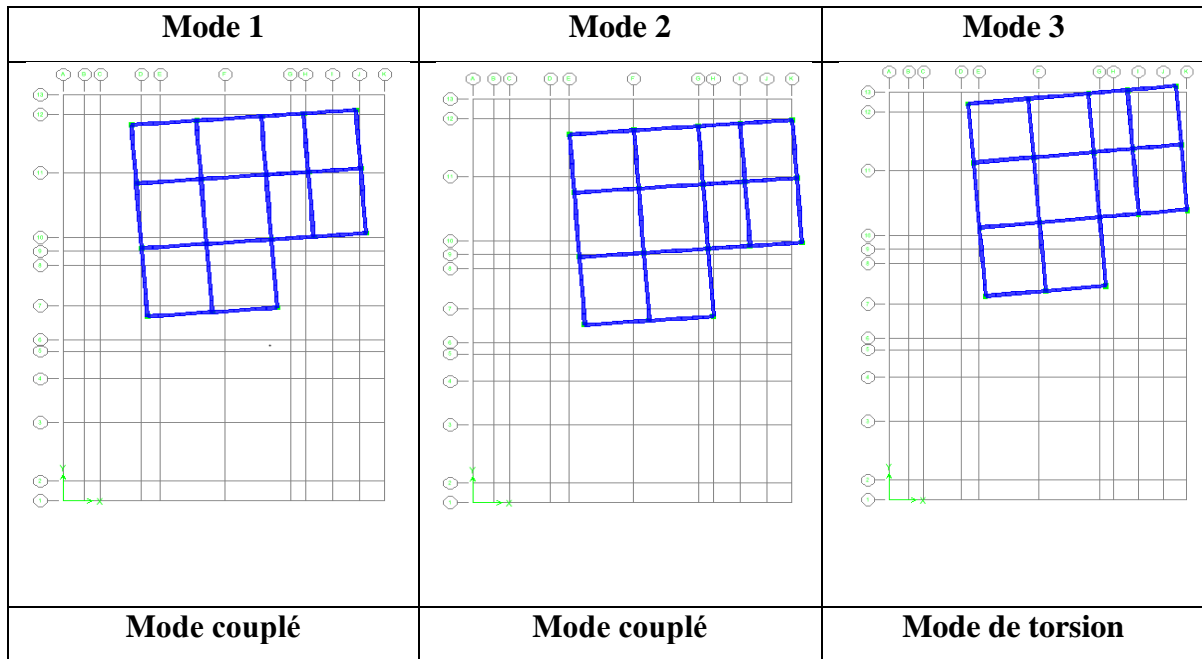


Figure IV.3. Vérification du modèle initial.

IV.5.1.2. Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Avec :

h_e : représente la hauteur de l'étage ;

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y) ;

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

IV.5.1.3. Déplacements inter étages du modèle initiale

IV.4. Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Sens	Niv	δe (m)	R	$R*\delta e$	Δe	0,01h	observation
x-x	9 ^{ème}	0,0865	4	0,3460	0,0390	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0767	4	0,3070	0,0273	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0699	4	0,2796	0,0386	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0602	4	0,2410	0,0523	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,0471	4	0,1886	0,0510	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0344	4	0,1376	0,0365	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0252	4	0,1011	0,0410	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0150	4	0,0600	0,0373	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0056	4	0,0227	0,0227	44,2	OK
y-y	9 ^{ème}	0,0654	4	0,2619	0,0185	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0608	4	0,2433	0,0194	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0559	4	0,2239	0,0315	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0481	4	0,1924	0,0394	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,0382	4	0,1530	0,0423	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0276	4	0,1106	0,0286	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0205	4	0,0820	0,0326	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0123	4	0,0493	0,0297	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0049	4	0,0196	0,0196	44,2	OK

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles.

Donc il faut augment la rigidité de la structure on rajoutant des voiles, et pour obtenir une meilleure disposition du voiles on respecte :

- **La symétrique des voiles.**
- **Eloigner les voiles au centre de torsion.**

Et on respecte toujours le plan d'architecteur et l'aspect d'économique.

IV.5.2.Modèle 2

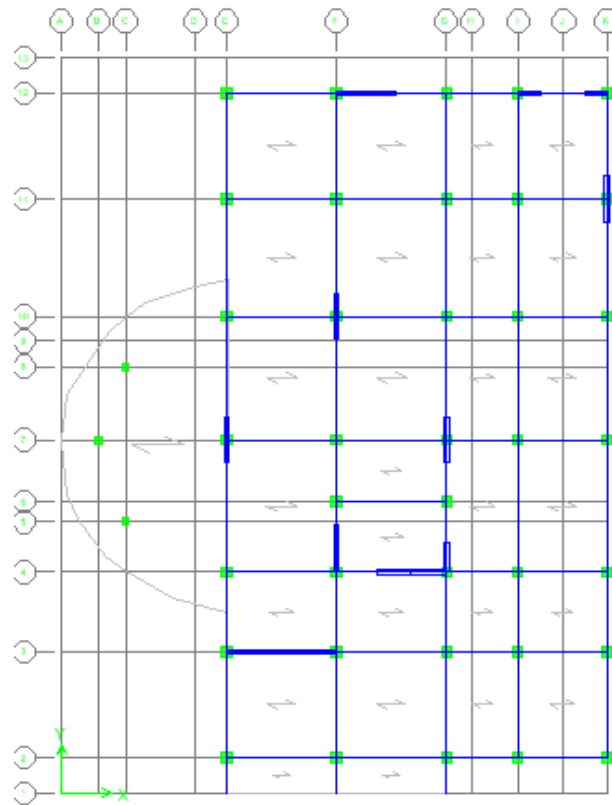


Figure IV.4.Modèle 2.

IV.5.2.1.Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1

NIV	Période	UX%	UY%	UZ%	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0,783436	29,7393	13,6082	0	29,7393	13,6082	0
2	0,717193	12,7029	54,7223	0	42,4422	68,3305	0
3	0,520448	23,9976	1,6989	0	66,4398	70,0294	0
4	0,240217	0,5582	14,7958	0	66,998	84,8252	0
5	0,22883	8,6074	1,602	0	75,6054	86,4272	0
6	0,142069	9,1467	0,0334	0	84,7521	86,4606	0
7	0,12115	0,0128	5,6424	0	84,7649	92,103	0
8	0,113375	5,0224	0,0052	0	89,7873	92,1082	0
9	0,094814	0,0005	0,2211	0	89,7878	92,3293	0
10	0,076629	0,0416	2,725	0	89,8294	95,0543	0
11	0,064775	3,6542	0,0076	0	93,4836	95,062	0
12	0,058921	1,4219	0,5983	0	94,9055	95,6603	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,78\text{sec}$,
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4237,40\text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 5130,53\text{KN} \end{cases}$$

On a : $W = 27958,02\text{ KN}$ \Rightarrow $\begin{cases} V_s^x = 6458,30\text{KN} \\ V_s^y = 7408,88\text{KN} \end{cases}$ $\begin{cases} 0,8V^x = 5166,64\text{KN} \\ 0,8V^y = 5927,1\text{KN} \end{cases}$

Ce qui donne : $\begin{cases} V_t^x = 4237,40\text{KN} \geq 0,8V^x = 5166,64\text{KN} \dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 5130,53\text{KN} \geq 0,8V^y = 5927,1\text{KN} \dots\dots \text{CNV} \end{cases}$

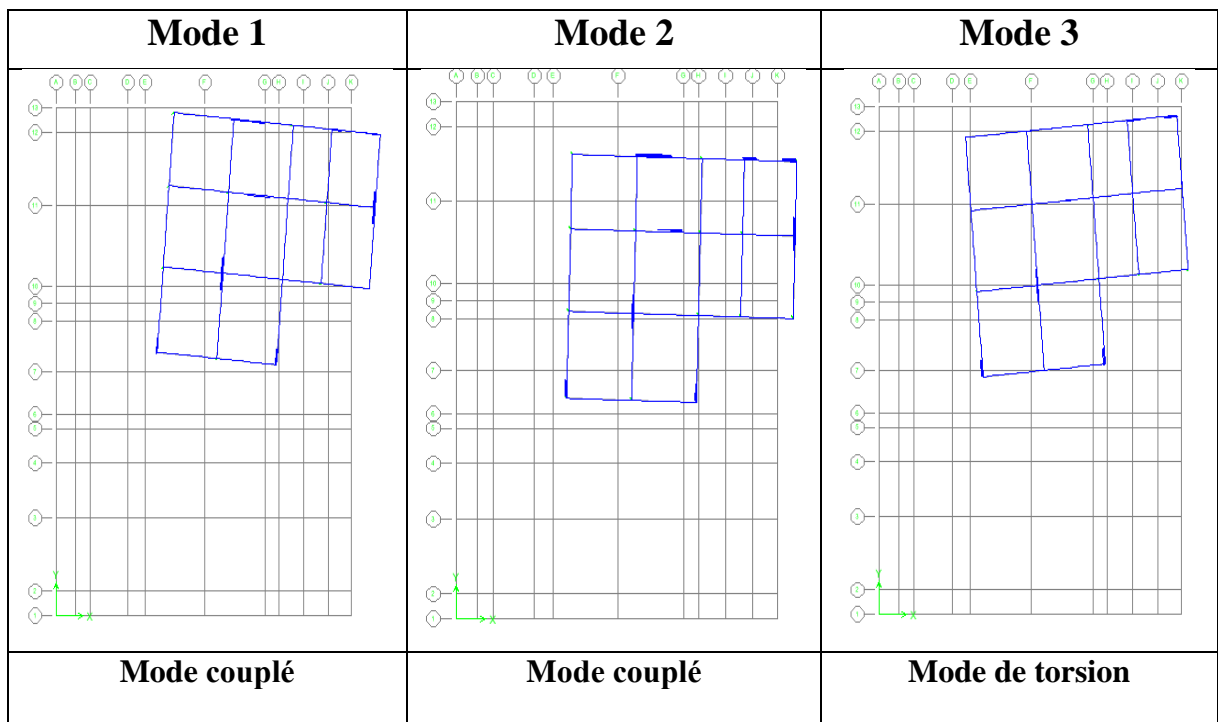


Figure IV.5. Vérification du modèle2.

IV.5.2.2. Déplacements inter étages de modèle 2

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages de modèle 2

Sens	Niv	$\delta e(m)$	R	$R*\delta e$	Δe	0,01h	observation
x-x	9 ^{ème}	0,0511	4	0,2046	0,0526	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0379	4	0,1519	0,0229	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0322	4	0,1290	0,0207	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0270	4	0,1082	0,0259	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,0205	4	0,0823	0,0233	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0147	4	0,0589	0,0207	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0095	4	0,0381	0,0179	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0050	4	0,0202	0,0136	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0016	4	0,0066	0,0066	44,2	OK
y-y	9 ^{ème}	0,0530	4	0,2120	0,0196	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0481	4	0,1924	0,0220	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0425	4	0,1703	0,0252	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0362	4	0,1451	0,0291	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,0289	4	0,1159	0,0304	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0213	4	0,0854	0,0278	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0144	4	0,0576	0,0263	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0078	4	0,0312	0,0209	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0025	4	0,0102	0,0102	44,2	OK

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.

IV.5.3.Modèle finale

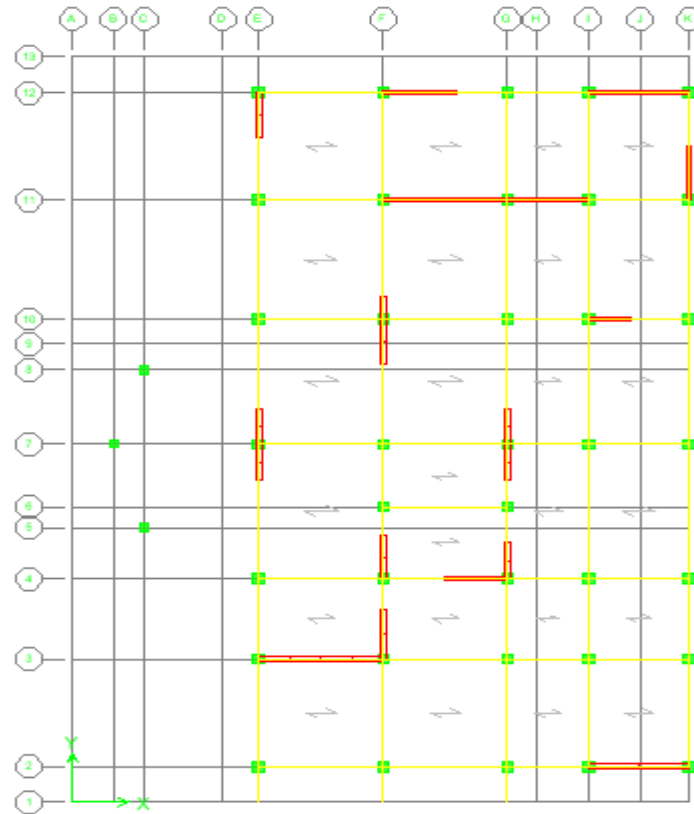


Figure IV.6.Modèle finale.

IV.5.3.1.Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV.7

Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale

NIV	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,612827	2,4285	63,2488	0	2,4285	63,2488	0
2	0,44766	60,0794	1,9072	0	62,508	65,156	0
3	0,42803	1,487	3,9941	0	63,995	69,1501	0
4	0,184517	0,494	16,5842	0	64,489	85,7343	0
5	0,120819	10,1995	0,5053	0	74,6885	86,2396	0
6	0,105354	11,3401	0,0096	0	86,0286	86,2492	0
7	0,088379	0,1092	6,1314	0	86,1378	92,3806	0
8	0,059573	2,6566	0,0014	0	88,7944	92,382	0
9	0,054062	0,0318	3,1887	0	88,8262	95,5707	0
10	0,04723	5,1556	0,0001	0	93,9818	95,5707	0
11	0,046069	0,397	0,0626	0	94,3788	95,6333	0
12	0,037778	0,0306	1,7068	0	94,4094	97,3401	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=0,612827\text{sec}$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7482,73\text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 6810,39\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 34033,31\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} V^x = 7861,69\text{KN} \\ V^y = 9018,83\text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 6289,36\text{KN} \\ 0,8V^y = 7215,06\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 7482,73\text{KN} \geq 0,8V^x = 6289,36\text{KN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 6809,88\text{KN} \geq 0,8V^y = 7215,06\text{KN} \dots\dots CNV \end{cases}$$

Donc on doit calculer le rapport de correction « α »:

$$\alpha = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = \frac{7215,05}{6810,39} = 1,06$$

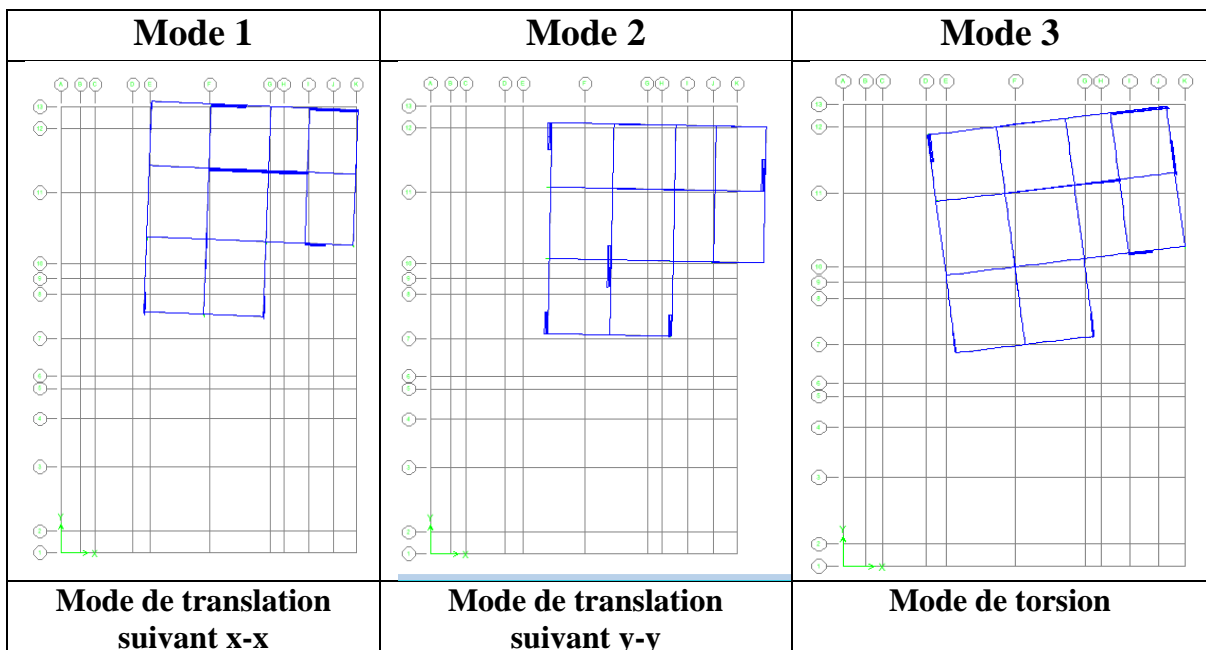


Figure IV.7.Vérification du modèle final.

IV.5.3.2. Déplacements inter étages du modèle final

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étages du modèle final

Sens	Niv	$\delta e(m)$	R	$R*\delta e$	Δe	0,01h	observation
x-x	9 ^{ème}	0,0281	4	0,1127	0,0124	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0250	4	0,1003	0,0159	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0211	4	0,0844	0,0161	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0170	4	0,0682	0,0162	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,013	4	0,052	0,0149	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0092	4	0,0370	0,0134	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0059	4	0,0236	0,0114	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0030	4	0,0121	0,0082	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0009	4	0,0039	0,0039	44,2	OK
y-y	9 ^{ème}	0,0369	4	0,1479	0,0076	44,2	OK
	8 ^{ème}	0,0350	4	0,1403	0,0163	44,2	OK
	7 ^{ème}	0,0309	4	0,1239	0,0201	44,2	OK
	6 ^{ème}	0,0259	4	0,1038	0,0216	44,2	OK
	5 ^{ème}	0,0205	4	0,0821	0,0222	44,2	OK
	4 ^{ème}	0,0149	4	0,0599	0,0207	44,2	OK
	3 ^{ème}	0,0097	4	0,0391	0,0186	44,2	OK
	2 ^{ème}	0,0051	4	0,0205	0,0143	44,2	OK
	1 ^{ère}	0,0015	4	0,0062	0,0062	44,2	OK

Remarque

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**” donc la condition est vérifiée.

IV.6.Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression

de calcul est limité par la condition suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.9.Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Section choix	N _d (KN)	B _{pot} (mm)	B _c (mm ²)	F _{c28} MPa	V	Vérification	Observation
30×30	131,79	300	90000	25	0,059	0,3	OK
30×30	367,38	300	90000	25	0,163	0,3	OK
40×40	623,96	400	160000	25	0,112	0,3	OK
40×40	886,94	400	160000	25	0,222	0,3	OK
50×50	1158,5	500	250000	25	0,185	0,3	OK
50×50	1444,06	500	250000	25	0,231	0,3	OK
55×55	1692,36	550	302500	25	0,224	0,3	OK
55×55	2119,38	550	302500	25	0,280	0,3	OK
65×65	2287,13	650	422500	25	0,217	0,3	OK
65×65	2556,49	650	422500	25	0,242	0,3	OK

IV.7.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

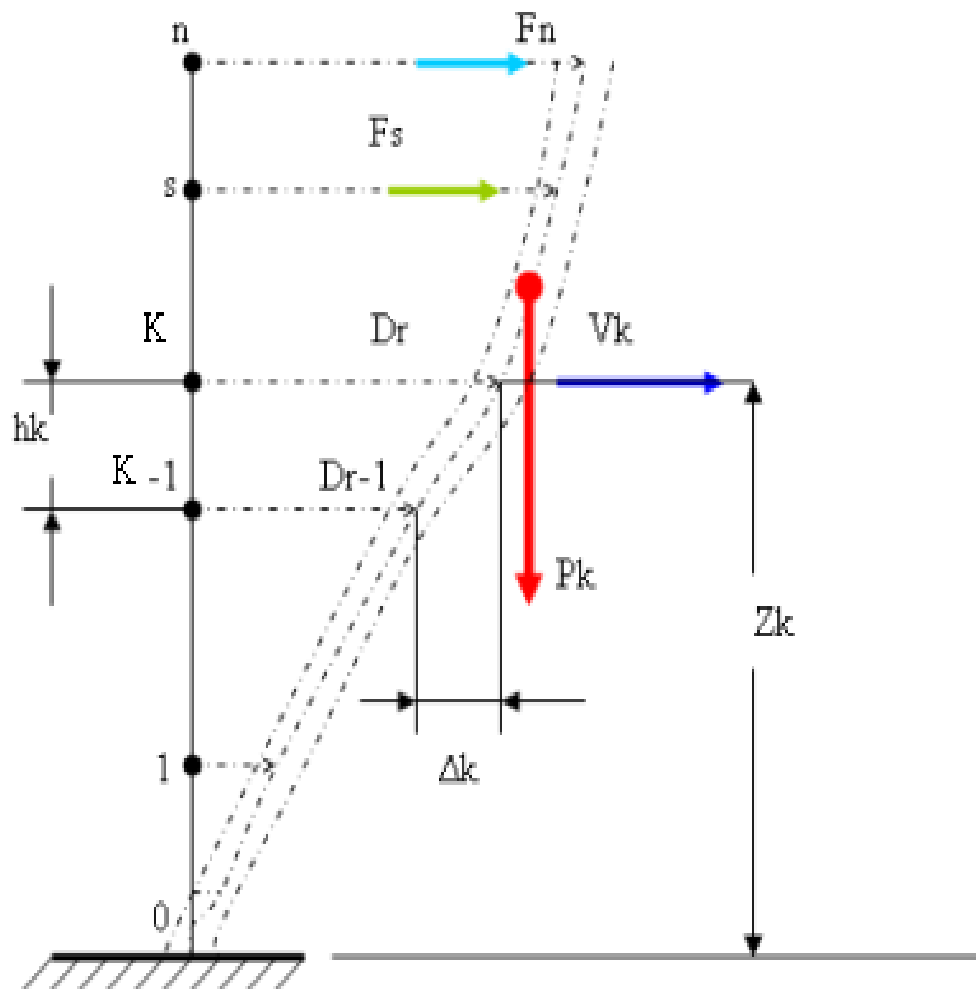


Figure IV.8. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau IV.10. Vérification l'effet p- Δ du modèle final

Sens	Niv	P _K	V _K	Δ_K	h _k	Θ_x	Observation
x-x	8 ^{ème}	123,5709	28,5448779	0,0033	4,42	0,00323206	OK
	7 ^{ème}	276,2239	63,8077209	0,0039	4,42	0,00381971	OK
	6 ^{ème}	313,8491	72,4991421	0,0039	4,42	0,00381971	OK
	5 ^{ème}	313,4981	72,4180611	0,0039	4,42	0,00381971	OK
	4 ^{ème}	336,5899	77,7522669	0,0035	4,42	0,00342794	OK
	3 ^{ème}	388,2578	89,6875518	0,0032	4,42	0,00313412	OK
	2 ^{ème}	414,8493	95,8301883	0,0026	4,42	0,00254647	OK
	1 ^{ère}	416,2128	96,1451568	0,0018	4,42	0,00176294	OK
y-y	8 ^{ème}	123,5709	32,7462885	-0,0001	4,42	-0,00008535	OK
	7 ^{ème}	276,2239	73,1993335	0,0009	4,42	0,000768377	OK
	6 ^{ème}	313,8491	83,1700115	0,0011	4,42	0,000939127	OK
	5 ^{ème}	313,4981	83,0769965	0,0012	4,42	0,001024503	OK
	4 ^{ème}	336,5899	89,1963235	0,0013	4,42	0,001109878	OK
	3 ^{ème}	388,2578	102,888317	0,0011	4,42	0,000939127	OK
	2 ^{ème}	414,8493	109,935065	0,0012	4,42	0,001024503	OK
	1 ^{ère}	416,2128	110,296392	0,001	4,42	0,000853752	OK

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel ETABS (version 9.7.1):

-) Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
-) Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

a) Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l \geq \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \frac{A_c}{B} \text{ TM} 5\% \text{ B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0,9\% \frac{A_{\ell}}{b \cdot h} \text{ TM}3\% \text{ (Zone courante)} \dots \dots \dots [1]$$

$$0,9\% \frac{A_{\ell}}{b \cdot h} \text{ TM}6\% \text{ (Zone de recouvrement)} \dots \dots \dots [1]$$

-) Le diamètre minimal est de 12 mm ;
-) La longueur minimale de recouvrement est de 50ℓ ;
-) La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm ;
-) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' \times \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage.

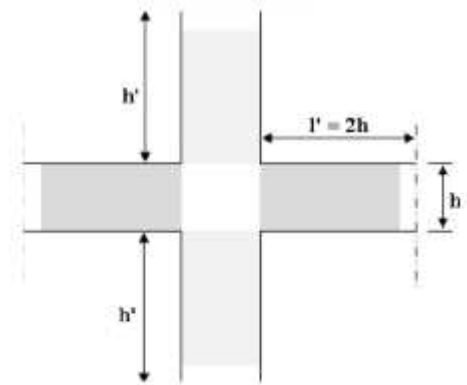


Figure V.1.Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement σ_q et sa valeur limite $\overline{\sigma}_q$

La contrainte tangente dans les poteaux σ_q est conventionnellement prise égale à :

$$\sigma_q \times \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u) ;

b_0 : la largeur de poteau ;

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\sigma}_q$

La contrainte tangente limite $\overline{\sigma}_q$ a pour valeur :

Selon (CBA 93) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\sigma}_q \times \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{f_b}; 5 \text{ MPa} \right] \times \left[\begin{array}{l} \overline{\sigma}_q \times 3,33 \text{ MPa} \mid \textit{situation durable} \\ \overline{\sigma}_q \times 4,32 \text{ MPa} \mid \textit{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_q \times \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{f_b}; 4 \text{ MPa} \right] \times \left[\begin{array}{l} \overline{\sigma}_q \times 2,50 \text{ MPa} \mid \textit{situation durable} \\ \overline{\sigma}_q \times 3,26 \text{ MPa} \mid \textit{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 :

$$\overline{\sigma}_{bu} \times \partial_d f_{c28}$$

$$\partial_d \times \left[\begin{array}{l} 0,075 \text{ si } \leq 5 \\ 0,04 \text{ si } \leq \Phi 5 \end{array} \right.$$

d) Élanacement

$$\left. \right\} \times \frac{l_f}{i}$$

Avec : $i \times \sqrt{\frac{I}{B}}$

pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élanacement a pour valeur : $\leq \times \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \mid 3,46 \frac{l_f}{h}$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$w_t \mid \frac{1}{3} w_l$$

w_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

1) Situation durable

Tableau .V.1. Situation durable

Béton	$b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$b_c=14,17\text{MPa}$
Acier	$s=1,15$	Nuance FeE400	$s=348\text{MPa}$

2) Situation accidentelle

Tableau .V.2. Situation accidentelle

Béton	$b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$b_c=18,48\text{MPa}$
Acier	$s=1,00$	Nuance FeE400	$s=400\text{MPa}$

V.2.1. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 :
 ELU : Situation durable 1,35G + 1,5Q
 ELS : Situation durable G + Q

Selon RPA 99 article 5.2 :
 Situation accidentelle G + Q ± E
 Situation accidentelle 0,8G ± E

Avec:

G: Charges permanentes ;

Q: Surcharge d'exploitation ;

E: Action du séisme.

V.2.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

a. N^{\max} , M^{corr}

b. M^{\max} , N^{corr}

1. Situation durable

1.1. Combinaison ELU : 1,35G+1,5Q

a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} $f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-234,6	5,113	SEC	0	0	8,1
7	30×30	-613,98	115,49	SEC	0	8,36	8,1
6	40×40	-1041,41	108,824	SEC	0	0	14,4
5	40×40	-1150,48	-1,599	SEC	0	0	14,4
4	50×50	-1931,88	88,392	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-2408,62	52,174	SEC	0	0	22,5
2	55×55	-2824,8	15,29	SEC	0	0	27,22
1	55×55	-3535,75	4,356	SEC	0	0	27,22
RDC	65×65	-3823,5	-5,215	SEC	0	0	38,02
S-SOL	65×65	-33,65	0	SEC	0	0	38,02

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} $f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-190,34	91,128	SEC	0	10,78	8,1
7	30×30	-613,98	115,49	SEC	0	8,36	8,1
6	40×40	-1041,41	108,824	SEC	0	0	14,4
5	40×40	-820,06	50,864	SEC	0	0	14,4
4	50×50	-1931,88	88,392	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-2376,39	-100,942	SEC	0	0	22,5
2	55×55	-221,36	605,213	SEC	0	39,1	27,22
1	55×55	-603,91	-732,928	SEC	0	39,19	27,22
RDC	65×65	-627,78	204,12	SEC	0	1,16	38,02
S-SOL	65×65	-33,65	0	SEC	0	0	38,02

2. Situation accidentelle

2.1. Combinaison : G + Q + E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} $f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-214,04	-1,293	SEC	0	0	8,1
7	30×30	-442,44	65,317	SEC	0	4,53	8,1
6	40×40	-749,42	60,445	SEC	0	0	14,4
5	40×40	-1073,51	58,459	SEC	0	0	14,4
4	50×50	-1414,43	48,449	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-1773,02	22,686	SEC	0	0	22,5
2	55×55	-2343,21	-58,279	SEC	0	0	27,22
1	55×55	-3217,6	-80,108	SEC	0	0	27,22
RDC	65×65	-3915,56	-101,167	SEC	0	0	38,02
S-SOL	65×65	-19,94	0	SEC	0	0	38,02

b.($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)Tableau V.6.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$)

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{RPA}^{\min} f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-35,08	-110,852	SEC	0	15,49	8,1
7	30×30	-166,13	-106,494	SEC	0	13,72	8,1
6	40×40	-304,25	-108,466	SEC	0	5,41	14,4
5	40×40	-456,74	-107,778	SEC	0	3,69	14,4
4	50×50	-627,23	-87,229	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-814,84	-146,148	SEC	0	0	22,5
2	55×55	-995,26	-105,789	SEC	0	0	27,22
1	55×55	-367,32	-449,624	SEC	0	24,79	27,22
RDC	65×65	-381,46	126,789	SEC	0	0,55	38,02
S-SOL	65×65	-19,94	0	SEC	0	0	38,02

2.2.Combinaison : 0.8G ± E

a.($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.7.Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{RPA}^{\min} f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-172,26	-2,094	SEC	0	0	8,1
7	30×30	-348,49	48,128	SEC	0	1,7	8,1
6	40×40	-591,72	44,212	SEC	0	0	14,4
5	40×40	-850,37	42,391	SEC	0	0	14,4
4	50×50	-1123,29	35,27	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-1629,74	-46,592	SEC	0	0	22,5
2	55×55	-2181,42	-56,004	SEC	0	0	27,22
1	55×55	-3007,63	-76,808	SEC	0	0	27,22
RDC	65×65	-3665,2	-96,874	SEC	0	0	38,02
RDC	65×65	-19,94	0	SEC	0	0	38,02

b.($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.8.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr}, M^{max})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{RPA}^{min} f_{cm}^{-2} A$
8	30×30	-29,39	-106,27	SEC	0	14,53	8,1
7	30×30	-135,7	-102,261	SEC	0	13,38	8,1
6	40×40	-248,38	-104,442	SEC	0	5,65	14,4
5	40×40	-373,16	-104,128	SEC	0	4,19	14,4
4	50×50	-512,46	-84,651	SEC	0	0	22,5
3	50×50	-690	-142,24	SEC	0	0,34	22,5
2	55×55	-105,46	-283,212	SEC	0	15,59	27,22
1	55×55	-282,35	-342,259	SEC	0	17,54	27,22
RDC	65×65	-296,49	-96,893	SEC	0	0,27	38,02
S-SOL	65×65	-19,94	0	SEC	0	0	38,02

V.2.3.Choix des armatures

Le choix final est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.9.Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8	30×30	15,49	8,1	27	54	8T16	16,1
7	30×30	15,49	8,1	27	54	8T16	16,1
6	40×40	14,4	14,4	48	96	8T16	16,1
5	40×40	14,4	14,4	48	96	8T16	16,1
4	50×50	22,5	22,5	75	150	4T16+8T16	24,5
3	50×50	22,5	22,5	75	150	4T16+8T16	24,5
2	55×55	49,19	27,22	90,75	181,5	12T25	58,93
1	55×55	49,19	27,22	90,75	181,5	12T25	58,93
RDC	65×65	49,19	38,02	126,75	253,5	12T25	58,93
S.SOL	65×65	49,19	38,02	126,75	253,5	12T25	58,93

Avec :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau ;

A_s^{\min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau ;

A_s^{\max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \leq 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

Acier : Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 \text{ y}\right)$

Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{3} f_e, 110 \text{ y}\right)$

Avec:

$\gamma = 1,6$: pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

a. ($M^{\text{ser}}_{\max}, N^{\text{ser}}_{\text{cor}}$)

Tableau V.10. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M^{ser} (KN.m)	N^{ser} (KN)	Sollicitation	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	30×30	65,957	137,55	SEC	240	148,6	15	13,4	CV
7 ^{ème}	30×30	83,639	444,36	SEC	240	182	15	14,7	CV
6 ^{ème}	40×40	78,807	-753,89	SEC	240	132,9	15	9,94	CV
5 ^{ème}	40×40	77,627	-1071,16	SEC	240	155,8	15	11,4	CV
4 ^{ème}	50×50	64,011	-1398,67	SEC	240	102,6	15	7,27	CV
3 ^{ème}	50×50	-73,085	-1720,2	SEC	240	123,6	15	8,73	CV
2 ^{ème}	55×55	-530,98	-437,9	SEC	240	173,8	15	15	CV
1 ^{ère}	55×55	-530,98	-437,9	SEC	240	173,8	15	15	CV
RDC	65×65	147,878	-455,58	SEC	240	43,8	15	3,46	CV
S-SOL	65×65	-732,928	-603,91	SEC	240	170	15	15	CV

b. $M^{\text{ser}}_{\text{cor}} ; N^{\text{ser}}_{\max}$:

Tableau V.11. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} (KN)	Sollicitation	s (MPa)	f _s (MPa)	bc (MPa)	f _{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	30×30	12,89	-160,47	SEC	240	148,6	15	13,4	CV
7 ^{ème}	30×30	83,639	-444,36	SEC	240	182	15	14,7	CV
6 ^{ème}	40×40	78,807	-753,89	SEC	240	132,9	15	9,94	CV
5 ^{ème}	40×40	77,627	-1071,16	SEC	240	155,8	15	11,4	CV
4 ^{ème}	50×50	64,011	-1398,67	SEC	240	102,6	15	7,27	CV
3 ^{ème}	50×50	-73,085	-1720,2	SEC	240	123,6	15	8,73	CV
2 ^{ème}	55×55	-530,98	-437,9	SEC	240	173,8	15	15	CV
1 ^{ère}	55×55	-530,98	-437,9	SEC	240	173,8	15	15	CV
RDC	65×65	147,878	-455,58	SEC	240	43,8	15	3,46	CV
S-SOL	65×65	-732,928	-603,91	SEC	240	170	15	15	CV

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $f_u \times \frac{T_u}{bd} \leq f_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime ;

b : Largeur de la section du poteau ;

d : Hauteur utile de la section du poteau ;

f_u : Contrainte de cisaillement ;

f_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

$f_u \leq \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$f_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \chi_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$d = 0,075 \dots \text{si l'élancement} \geq 5$$

$$d = 0,040 \dots \text{si l'élancement} < 5$$

Avec :

l : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T_u (KN)	u (MPa)		d	f_u^{RPA} (MPa)	f_u^{CBA} (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	30×30	58,31	0,65	35,68	0,075	1,875	2,5	CV
7 ^{ème}	30×30	53,21	0,59	35,68	0,075	1,875	2,5	CV
6 ^{ème}	40×40	50,81	0,32	26,76	0,075	1,875	2,5	CV
5 ^{ème}	40×40	47,03	0,29	26,76	0,075	1,875	2,5	CV
4 ^{ème}	50×50	37,64	0,15	21,41	0,075	1,875	2,5	CV
3 ^{ème}	50×50	57,06	0,23	21,41	0,075	1,875	2,5	CV
2 ^{ème}	55×55	61,17	0,20	19,46	0,075	1,875	2,5	CV
1 ^{er}	55×55	69,27	0,23	19,46	0,075	1,875	2,5	CV
RDC	65×65	41,17	0,09	17,14	0,075	1,875	2,5	CV
S-SOL	65×65	51,8	0,01	17,14	0,075	1,875	2,5	CV

V.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux

- Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm)$$

$$\{ S_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \xi_l)$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \leq \max(\frac{f_u}{2} ; 0,4MPa)$$

Avec:

- A_t** : Section d'armatures transversales ;
- b** : Largeur de la section droite ;
- h** : Hauteur de la section droite ;
- S_t** : Espacement des armatures transversales ;
- Ø_t** : Diamètre des armatures transversales ;
- Ø_l** : Diamètre des armatures longitudinales.

) Selon **BAEL99**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \alpha \frac{T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t** : Section d'armatures transversales ;
- S_t** : Espacement des armatures transversales ;
- T_u** : Effort tranchant à l'ELU ;
- f_e** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;
- h** : Hauteur totale de la section brute ;
- α** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\alpha = \begin{cases} 2,5 & \text{si } g \leq 5 \\ 3,75 & \text{si } g > 5 \end{cases} \quad \text{ } g : \text{Espacement géométrique e.}$$

) L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \min(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10w_l)$ Zone courante (zone III).

Avec :

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	g (%)	a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _f ^{cal} (cm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	30×30	3,094	10,31	2,5	58,31	N	10	1,21	4T8	2,01
						C	15	1,82	4T8	2,01
7 ^{ème}	30×30	3,094	10,31	2,5	53,21	N	10	1,08	4T8	2,01
						C	15	1,66	4T8	2,01
6 ^{ème}	40×40	3,094	7,74	2,5	50,81	N	10	0,79	4T8	2,01
						C	15	1,19	4T8	2,01
5 ^{ème}	40×40	3,094	7,74	2,5	47,03	N	10	0,73	4T8	2,01
						C	15	1,10	4T8	2,01
4 ^{ème}	50×50	3,094	6,19	2,5	37,64	N	10	0,47	4T8	2,01
						C	15	0,71	4T8	2,01
3 ^{ème}	50×50	3,094	6,19	2,5	57,06	N	10	0,71	4T8	2,01
						C	15	1,07	4T8	2,01
2 ^{ème}	55×55	3,094	5,63	2,5	61,17	N	10	0,69	4T8	2,01
						C	15	1,04	4T8	2,01
1 ^{er}	55×55	3,094	5,63	2,5	69,27	N	10	0,79	4T8	2,01
						C	15	1,18	4T8	2,01
RDC	65×65	3,094	4,76	3,75	41,17	N	10	0,59	4T8	2,01
						C	15	0,89	4T8	2,01
S-SOL	65×65	3,304	5,08	2,5	51,8	N	10	0,50	4T8	2,01
						C	15	0,75	4T8	2,01

V.2.6. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone III ,est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15.la longueur de recouvrement

Les barres	T14	T16
Le choix (mm)	700	800

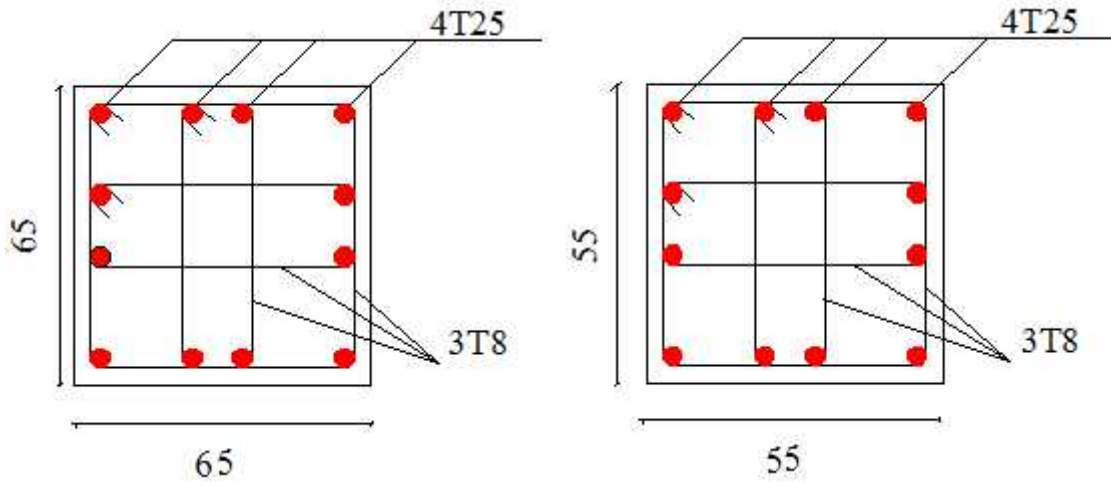


Figure V.2.Ferraillage des poteaux de S-SOL ,RDC,1^{er}Etage et 2^{émé} Etage.

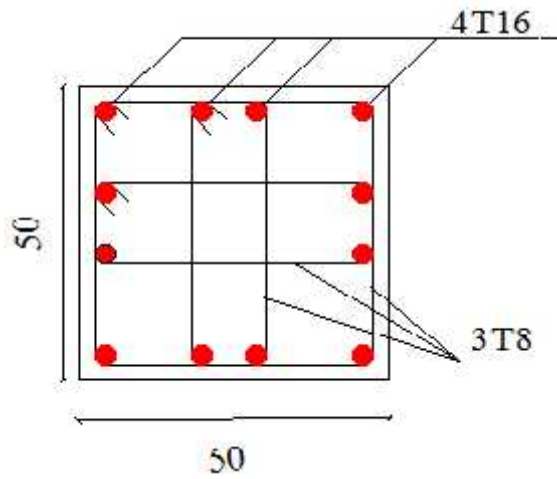


Figure V.3.Ferraillage des poteaux de 3^{émé},4^{émé}.

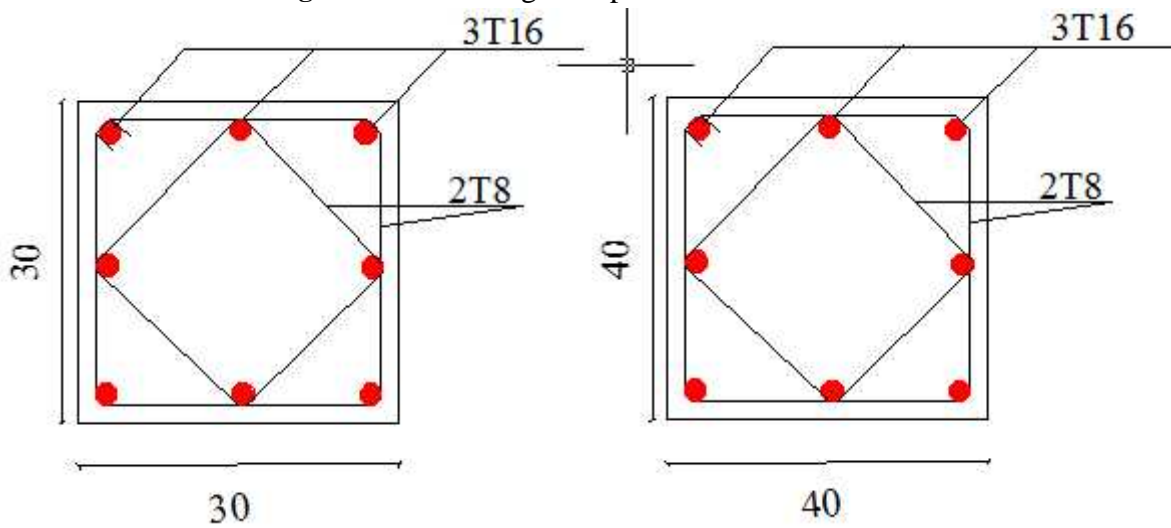


Figure V.4.Ferraillage des poteaux de 5^{émé},6^{émé},7^{émé},8^{émé}.

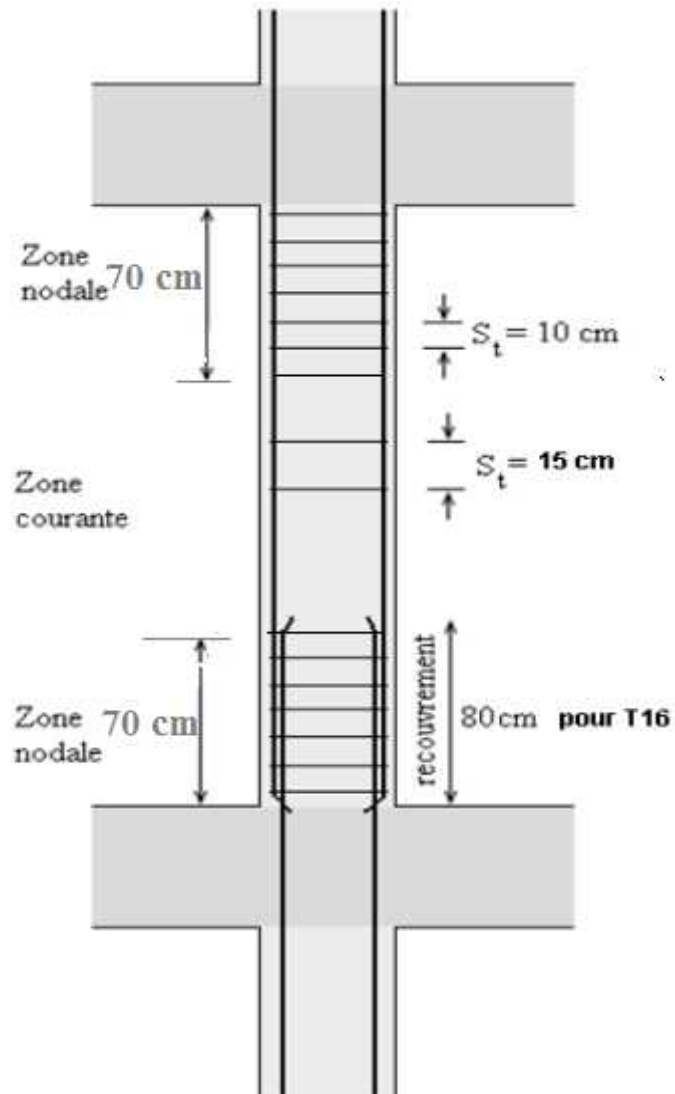


Figure V.5. Disposition constructives.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

✓ **Combinaisons exigées par le " CBA 93 "**

) ELU: $1.35 G + 1.5 Q$

) ELS: $G + Q$

✓ **Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 "**

) $0.8 G \pm E$

) $G + Q \pm E$

G: charge permanente ;

Q: charge d'exploitation ;

E: charge sismique.

V.3.3.Recommandations des règlements

Selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

) $0.5\% \frac{A}{B.h} \text{ TM}4\%$ au niveau de la zone courante.

) $0.5\% \frac{A}{B.h} \text{ TM}6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 (zone III).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 S_t . b$

b: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \text{ TM} \text{Min} \frac{h}{4}; 12 \quad (\text{zone nodale}).$$

$$S_t \text{ TM} \frac{h}{2} \quad (\text{zone courante}).$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ **Situation durable**

) Béton: $b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $b_c = 14,2 \text{ MPa}$.

) Acier: $s = 1,15$; FeE 400; $s = 348 \text{ MPa}$.

✓ **Situation accidentelle**

) Béton: $b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $b_c = 18,48 \text{ MPa}$.

) Acier: $s = 1,00$; FeE 400; $s = 400 \text{ MPa}$.

V.3.4.Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

-) Sens porteur (poutre porteuse).
-) Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.4.1.Sens porteuses

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.16.Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×60	Travée	151,264	8,12	0	9,00
		Appui	-285,319	16,37	0	9,00
7 ^{ème}	30×60	Travée	168,882	9,13	0	9,00
		Appui	-315,551	18,42	0	9,00
6 ^{ème}	30×60	Travée	167,028	9,03	0	9,00
		Appui	-310,343	18,06	0	9,00
5 ^{ème}	30×60	Travée	163,082	8,8	0	9,00
		Appui	-312,709	18,23	0	9,00
4 ^{ème}	30×60	Travée	158,232	8,52	0	9,00
		Appui	-289,399	16,64	0	9,00
3 ^{ème}	30×60	Travée	144,119	7,71	0	9,00
		Appui	-273,033	15,56	0	9,00
2 ^{ème}	30×60	Travée	139,424	7,44	0	9,00
		Appui	-239,493	13,41	0	9,00
1 ^{er}	30×60	Travée	138,873	7,41	0	9,00
		Appui	-211,169	11,65	0	9,00
RDC	30×60	Travée	139,162	7,43	0	9,00
		Appui	-212,003	11,7	0	9,00
S-SOL	30×60	Travée	158,181	8,51	0	9,00
		Appui	-232,921	13	0	9,00

b) Situation accidentelle: G+Q±E**Tableau V.17.** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{SRPA}^{min} (cm²)
8^{ème}	30×60	Travée	92,896	4,86	0	9,00
		Appui	-175,132	9,5	0	9,00
7^{ème}	30×60	Travée	103,253	5,43	0	9,00
		Appui	-192,713	10,54	0	9,00
6^{ème}	30×60	Travée	102,123	5,36	0	9,00
		Appui	189,511	10,35	0	9,00
5^{ème}	30×60	Travée	99,714	5,23	0	9,00
		Appui	-190,949	10,44	0	9,00
4^{ème}	30×60	Travée	96,74	5,07	0	9,00
		Appui	-176,789	9,6	0	9,00
3^{ème}	30×60	Travée	88,422	4,62	0	9,00
		Appui	-166,788	9,01	0	9,00
2^{ème}	30×60	Travée	85,626	4,45	0	9,00
		Appui	-146,964	7,87	0	9,00
1^{er}	30×60	Travée	85,286	4,45	0	9,00
		Appui	-129,679	6,89	0	9,00
RDC	30×60	Travée	85,461	4,46	0	9,00
		Appui	-130,193	6,92	0	9,00
S-SOL	30×60	Travée	97,327	5,1	0	9,00
		Appui	-143,324	7,66	0	9,00

c) Situation accidentelle: 0.8G±E

Tableau V.18. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Étage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×60	Travée	63,574	3,29	0	9,00
		Appui	-120,648	6,39	0	9,00
7 ^{ème}	30×60	Travée	74,682	3,88	0	9,00
		Appui	-141,239	7,54	0	9,00
6 ^{ème}	30×60	Travée	73,836	3,83	0	9,00
		Appui	-139,08	7,42	0	9,00
5 ^{ème}	30×60	Travée	72,064	3,74	0	9,00
		Appui	-140,185	7,48	0	9,00
4 ^{ème}	30×60	Travée	69,87	3,62	0	9,00
		Appui	-129,147	6,86	0	9,00
3 ^{ème}	30×60	Travée	63,608	3,29	0	9,00
		Appui	-121,869	6,45	0	9,00
2 ^{ème}	30×60	Travée	58,587	3,02	0	9,00
		Appui	-101,579	5,33	0	9,00
1 ^{er}	30×60	Travée	58,37	3,01	0	9,00
		Appui	-88,807	4,64	0	9,00
RDC	30×60	Travée	58,51	3,02	0	9,00
		Appui	-89,143	4,66	0	9,00
S-SOL	30×60	Travée	65,013	3,36	0	9,00
		Appui	-95,655	5,01	0	9,00

V.3.4.2.Sens non porteuses

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.19.Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×50	Travée	77,99	4,99	0	7,5
		Appui	-87,208	5,62	0	7,5
7 ^{ème}	30×50	Travée	77,007	4,93	0	7,5
		Appui	-92,346	5,97	0	7,5
6 ^{ème}	30×50	Travée	71,568	4,56	0	7,5
		Appui	-86,628	5,58	0	7,5
5 ^{ème}	30×50	Travée	63,162	4,01	0	7,5
		Appui	-77,613	4,97	0	7,5
4 ^{ème}	30×50	Travée	51,157	3,22	0	7,5
		Appui	-64,974	4,13	0	7,5
3 ^{ème}	30×50	Travée	38,291	2,39	0	7,5
		Appui	-49,11	3,09	0	7,5
2 ^{ème}	30×50	Travée	29,738	1,85	0	7,5
		Appui	-43,722	2,74	0	7,5
1 ^{èr}	30×50	Travée	17,827	1,1	0	7,5
		Appui	-59,62	3,77	0	7,5
RDC	30×50	Travée	10,749	0,66	0	7,5
		Appui	-22,558	1,4	0	7,5
S-SOL	30×50	Travée	7,444	0,46	0	7,5
		Appui	-10,519	0,65	0	7,5

b) Situation accidentelle: G+Q±E

Tableau V.20. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×50	Travée	47,757	3	0	7,5
		Appui	-53,435	3,37	0	7,5
7 ^{ème}	30×50	Travée	47,378	2,98	0	7,5
		Appui	-56,594	3,58	0	7,5
6 ^{ème}	30×50	Travée	44,045	2,76	0	7,5
		Appui	-53,092	3,35	0	7,5
5 ^{ème}	30×50	Travée	38,897	2,43	0	7,5
		Appui	-47,568	2,99	0	7,5
4 ^{ème}	30×50	Travée	31,545	1,96	0	7,5
		Appui	-39,825	2,49	0	7,5
3 ^{ème}	30×50	Travée	23,647	1,47	0	7,5
		Appui	-30,099	1,87	0	7,5
2 ^{ème}	30×50	Travée	18,394	1,14	0	7,5
		Appui	-24,408	1,51	0	7,5
1 ^{er}	30×50	Travée	11,071	0,68	0	7,5
		Appui	-36,168	2,26	0	7,5
RDC	30×50	Travée	6,414	0,39	0	7,5
		Appui	-13,536	0,83	0	7,5
S-SOL	30×50	Travée	6,656	0,41	0	7,5
		Appui	-11,169	0,69	0	7,5

c) Situation accidentelle: $0.8G \pm E$

Tableau V.21. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×60	Travée	34,693	2,16	0	7,5
		Appui	-41,145	2,58	0	7,5
7 ^{ème}	30×60	Travée	31,84	1,98	0	7,5
		Appui	-39,741	2,49	0	7,5
6 ^{ème}	30×60	Travée	29,653	1,84	0	7,5
		Appui	-37,529	2,34	0	7,5
5 ^{ème}	30×60	Travée	26,169	1,62	0	7,5
		Appui	-34,724	2,17	0	7,5
4 ^{ème}	30×60	Travée	21,204	1,31	0	7,5
		Appui	-30,232	1,88	0	7,5
3 ^{ème}	30×60	Travée	16,038	0,99	0	7,5
		Appui	-25,451	1,58	0	7,5
2 ^{ème}	30×60	Travée	14,403	0,89	0	7,5
		Appui	-23,908	1,48	0	7,5
1 ^{er}	30×60	Travée	10,218	0,63	0	7,5
		Appui	-28,95	1,8	0	7,5
RDC	30×60	Travée	7,518	0,46	0	7,5
		Appui	-18,362	1,13	0	7,5
S-SOL	30×60	Travée	5,717	0,35	0	7,5
		Appui	-9,76	0,6	0	7,5

V.3.5.Choix des armatures

V.3.5.1.Sens porteur

Tableau V.22.Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	8,12	6T14	9,24
		Appui				16,37	6T16+3T14	16,69
7 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	9,13	6T14	9,24
		Appui				18,1	6T16+3T16	18,10
6 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	9,03	6T14	9,24
		Appui				18,06	6T16+3T16	18,10
5 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	8,8	6T14	9,24
		Appui				18,02	6T16+3T16	18,10
4 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	8,52	6T14	9,24
		Appui				16,64	6T16+3T14	16,69
3 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	7,71	6T14	9,24
		Appui				15,56	6T16+3T14	16,69
2 ^{eme}	30×60	Travée	72	108	9	7,44	6T14	9,24
		Appui				13,41	6T14+3T14	13,86
1 ^{er}	30×60	Travée	72	108	9	7,41	6T14	9,24
		Appui				11,65	6T16	12,07
RDC	30×60	Travée	72	108	9	7,43	6T14	9,24
		Appui				11,7	6T16	12,07
S- SOL	30×60	Travée	72	108	9	8,51	6T14	9,24
		Appui				13,00	6T14+3T14	13,86

V.3.5.2.Sens non porteur

Tableau V.23.Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	4,99	6T14	9,24
		Appui				5,62	6T14	9,24
7 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	4,93	6T14	9,24
		Appui				5,97	6T14	9,24
6 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	4,56	6T14	9,24
		Appui				5,58	6T14	9,24
5 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	4,01	6T14	9,24
		Appui				4,97	6T14	9,24
4 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	3,22	6T14	9,24
		Appui				4,13	6T14	9,24
3 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	2,39	6T14	9,24
		Appui				3,09	6T14	9,24
2 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	9	1,85	6T14	9,24
		Appui				2,47	6T14	9,24
1 ^{er}	30×50	Travée	60	90	9	1,1	6T14	9,24
		Appui				3,77	6T14	9,24
RDC	30×50	Travée	60	90	9	0,66	6T14	9,24
		Appui				1,4	6T14	9,24
S- SOL	30×50	Travée	60	90	9	0,46	6T14	9,24
		Appui				0,69	6T14	9,24

V.3.6.Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} \times 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \sigma'$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.24. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(choisi)}^{(min)}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
PP(30×60)	18,42	1,96	CV
PNP(30×50)	9,24	1,96	CV

V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**V.3.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{u,lim}$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\tau_{u,lim} = \min(0,15 f_{ctd}; 4 MPa)$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u,lim}$ (MPa)	Vérifié
8 ^{ème}	PP= 30×60	234,91	1,45	3,75	CV
	PS= 30×50	54,37	0,4	3,75	CV
7 ^{ème}	PP=30×60	281,61	1,74	3,75	CV
	PS=30×50	71,88	0,53	3,75	CV
6 ^{ème}	PP=30×60	275,63	1,7	3,75	CV
	PS=30×50	70,44	0,52	3,75	CV
5 ^{ème}	PP=30×60	276,29	1,7	3,75	CV
	PS=30×50	66,85	0,5	3,75	CV
4 ^{ème}	PP=30×60	269,79	1,67	3,75	CV
	PS=30×50	61,18	0,45	3,75	CV
3 ^{ème}	PP=30×60	263,09	1,62	3,75	CV
	PS=30×50	50,89	0,38	3,75	CV
2 ^{ème}	PP=30×60	236,37	1,5	3,75	CV
	PS=30×50	28,61	0,21	3,75	CV
1 ^{er}	PP=30×60	224,5	1,39	3,75	CV
	PS=30×50	30,67	0,23	3,75	CV

RDC	PP=30×60	219,3	1,35	3,75	CV
	PS=30×50	18,24	0,14	3,75	CV
S-SOL	PP=30×60	271,83	1,68	3,75	CV
	PS=30×50	13,54	0,10	3,75	CV

V.3.7.2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400\text{MPa}$).

a) Selon le CBA93 article A.5.1.2.2

$$S_t \leq \min \left\{ 0,9d; 40\text{cm} \right. \\ \left. \frac{A_t}{bS_t} \leq \frac{f_u}{0,8f_e} \right. \quad (K \text{ X1: Pas de reprise de bétonnage}) \\ \left. \frac{A_t f_e}{bS_t} \leq \frac{f_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right.$$

b) Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2

$$A_t \leq 0,003S_t b \\ S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12w_t \right. \dots \text{Zone nodale} \\ \left. \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \right.$$

Avec :

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right. \quad \text{X1,71cm} \quad \text{On prend : } \phi_t=8\text{mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26. Calcul des armatures transversales

Sens	T_u (KN)	u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{min} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	281,61	1,74	48,6	10	25	10	15	1,71	4T8
Non porteur	71,88	0,53	40,5	10	25	10	15	1,71	4T8

V.3.7.3. Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.1

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$$\varnothing = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 800 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 700 \text{ mm}$$

V.3.8. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \dots \dots \dots f_1 A$$

$$\Delta L = \frac{\alpha L}{l_0} \dots \dots \dots f_2 A$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \dots \dots \dots f_3 A$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \epsilon \dots \dots \dots f_4 A$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \alpha L \Delta T \dots \dots \dots f_5 A$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

T : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l₀ : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 32164,20 \text{ MPa}$).

Donc :

$$\sigma = 32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6,43 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_b \leq 15 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} f_d \leq \sigma_s \leq 240 \text{ MPa}$$

V.3.8.1.Sens porteur

a) Combinaison G+Q

Tableau V.27.Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	30×60	Travée	109,914	8,91	15	84,43	240	CV
		Appui	-208,622	12,4		130,23		CV
7 ^{ème}	30×60	Travée	123,813	9,98	15	93,83	240	CV
		Appui	-231,461	13,2		139,63		CV
6 ^{ème}	30×60	Travée	122,569	9,93	15	93,43	240	CV
		Appui	-227,812	13		137,53		CV
5 ^{ème}	30×60	Travée	119,808	9,71	15	91,43	240	CV
		Appui	-229,569	13,1		138,53		CV
4 ^{ème}	30×60	Travée	116,479	9,44	15	89,13	240	CV
		Appui	-212,786	12,1		128,93		CV
3 ^{ème}	30×60	Travée	105,989	8,59	15	81,63	240	CV
		Appui	-201,133	11,5		122,23		CV
2 ^{ème}	30×60	Travée	100,211	8,12	15	77,53	240	CV
		Appui	-180,356	10,3		110,23		CV
1 ^{er}	30×60	Travée	100,005	8,1	15	77,43	240	CV
		Appui	-159,164	9,09		98,03		CV
RDC	30×60	Travée	99,296	8,05	15	76,93	240	CV
		Appui	-150,554	8,59		93,13		CV
S-SOL	30×60	Travée	127,594	10,3	15	97,03	240	CV
		Appui	158,388	9,04		97,63		CV

V.3.8.2.Sens non porteur

a)Combinaison G+Q

Tableau V.28.Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	bc+ (Mpa)	† _{bc} (Mpa)	bc+ (Mpa)	† _s (MPa)	Vérification
8 ^{eme}	30×50	Travée	57,515	12,66	15	63 ,33	240	CV
		Appui	-63,022	13,26		68,73		CV
7 ^{eme}	30×50	Travée	55,812	12,48	15	61,63	240	CV
		Appui	-66,821	13,67		72,53		CV
6 ^{eme}	30×50	Travée	52,159	12,08	15	58,06	240	CV
		Appui	-62,988	13,26		68,73		CV
5 ^{eme}	30×50	Travée	46,398	11,46	15	52,33	240	CV
		Appui	-56,799	12,59		62,63		CV
4 ^{eme}	30×50	Travée	38,163	10,57	15	44,13	240	CV
		Appui	-48,13	11,65		54,03		CV
3 ^{eme}	30×50	Travée	29,385	9,61	15	35,43	240	CV
		Appui	-40,907	10,86		46,83		CV
2 ^{eme}	30×50	Travée	24,921	9,13	15	31,03	240	CV
		Appui	-35,243	10,25		41,23		CV
1 ^{er}	30×50	Travée	18,028	8,38	15	24,23	240	CV
		Appui	-44,207	11,22		50,13		CV
RDC	30×50	Travée	11,747	7,7	15	18,03	240	CV
		Appui	-26,437	9,3		32,53		CV
S-SOL	30×50	Travée	8,085	7,31	15	14,42	240	CV
		Appui	-12,487	8,68		18,73		CV

V.3.9. Vérification de la flèche [2]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} \leq \begin{cases} 0,5 \Gamma \frac{L f_{cm} A}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L f_{cm} A}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre ;

h : La hauteur de la section de la poutre ;

f_{max} : La flèche maximale de la poutre ;

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q) ;

G : Charge permanente reprise par la poutre ;

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre ;


I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $I_b = \frac{bh^3}{12}$;

E_{vj} : Module d'élasticité dégressif du béton armé (E_{vj}=10721,40MPa).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

V.3.9.1.Sens porteur (L=7,5m)

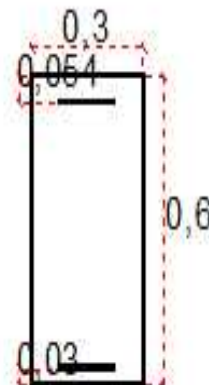
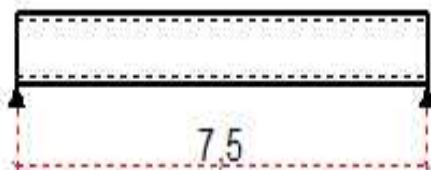
Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	08/06/2018
	sans nom	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaireDonnées saisies :

Portée de la poutre isostatique :	7,5 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,6 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,054 m
Section des armatures tendues :	13,86 cm ²
Section des armatures comprimées :	9,24 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (Mj) :	18,9 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	42 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	18,75 kN*m


Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	2,743 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	2,086 mm
Flèche totale :	1,709 mm
Flèche totale admissible :	12,5 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	



V.3.9.2.Sens non porteur (L=6m)

$$\bar{f} \times \frac{600}{1000} \Gamma 0,5 \times 1,1 \text{ cm}$$

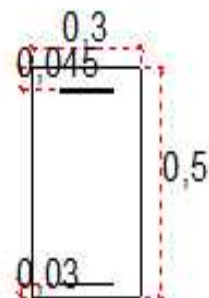
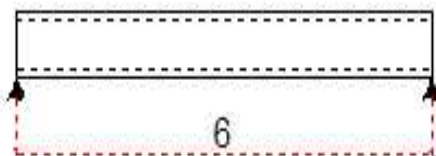
Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	08/06/2018
	sans nom	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaireDonnées saisies :

Portée de la poutre isostatique :	6 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,5 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,045 m
Section des armatures tendues :	9,24 cm ²
Section des armatures comprimées :	9,24 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (M _i) :	15,12 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (M _g) :	33,6 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (M _p) :	15 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (f _{gv}) :	2,723 mm
Flèche due aux charges totales (f _{gq}) :	1,926 mm
Flèche totale :	1,586 mm
Flèche totale admissible :	11 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	



V.3.10. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{\max}}{4} \text{ Appuis entravée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} \text{ Appuis entravée intermédiaire} \end{array} \right.$

Avec :

$$L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

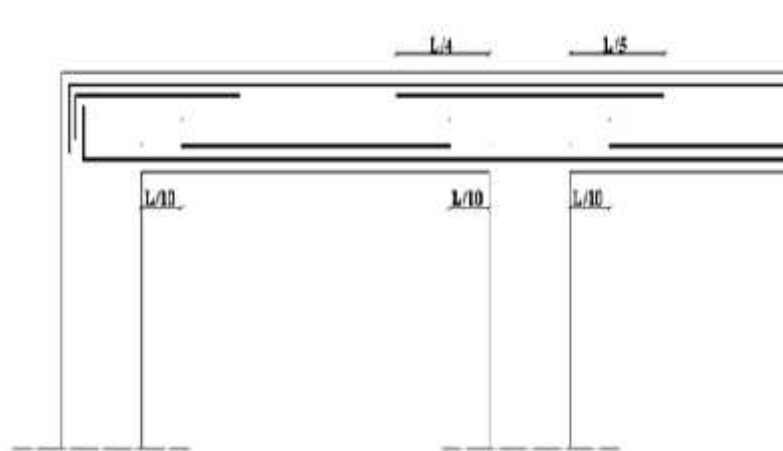


Figure V.6. Arrêt des barres.

V.3.11. Schémas de ferrailage des poutres

1. Poutres porteuses

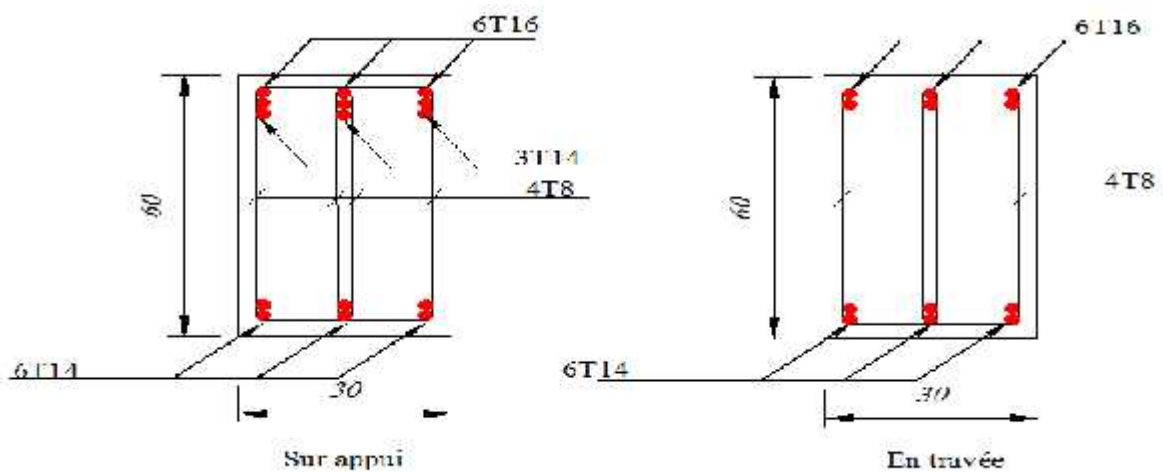


Figure V.7. Ferrailage des poutres porteuses premier types.

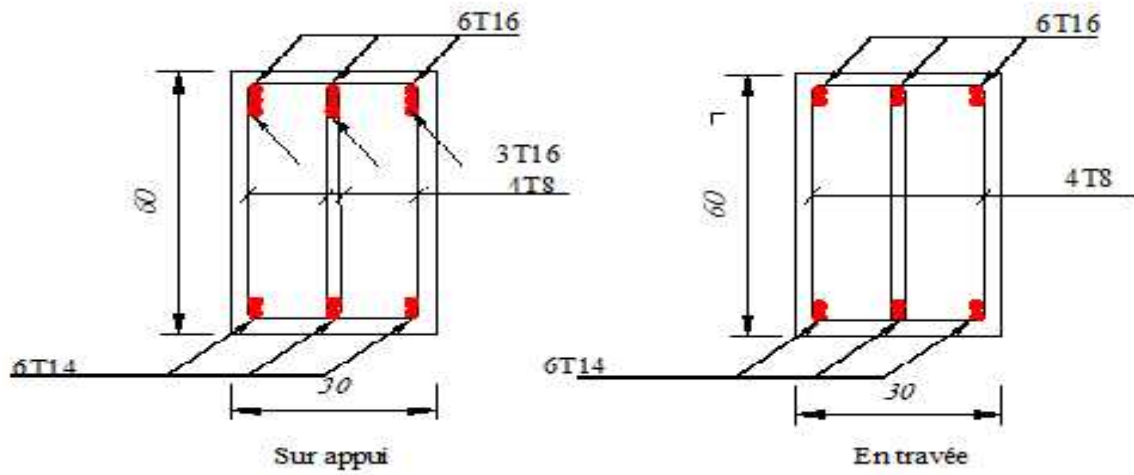


Figure V.8. Ferraillage des poutres porteuses deuxièmes types.

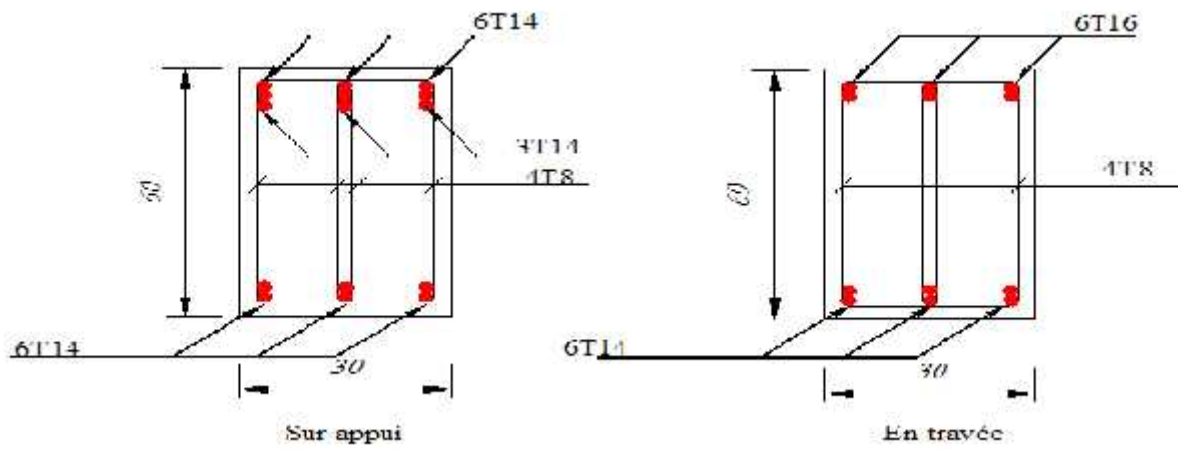


Figure V.9. Ferraillage des poutres porteuses troisièmes types.

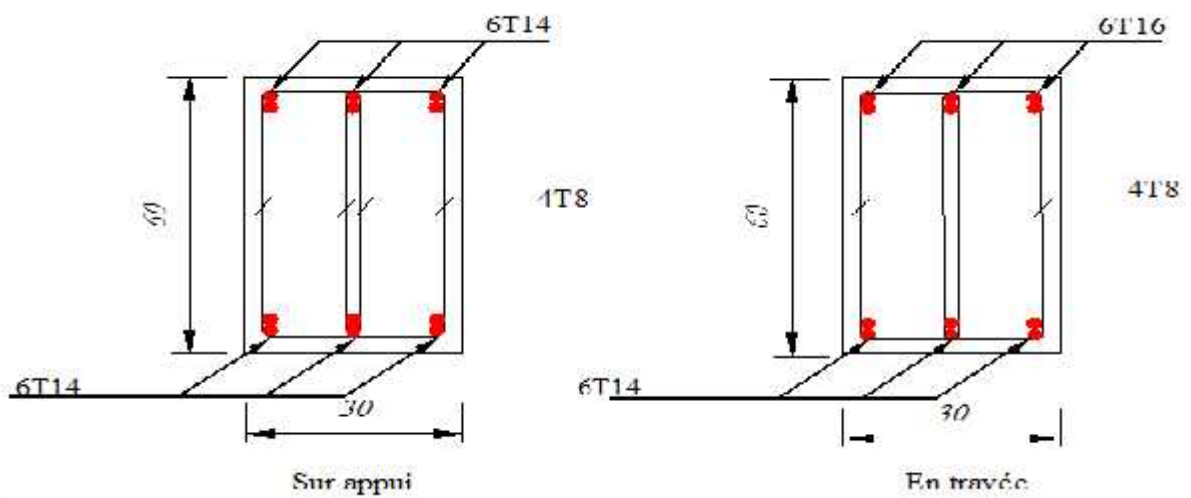


Figure V.10. Ferraillage des poutres porteuses quatrièmes types.

2.Poutres non porteuses

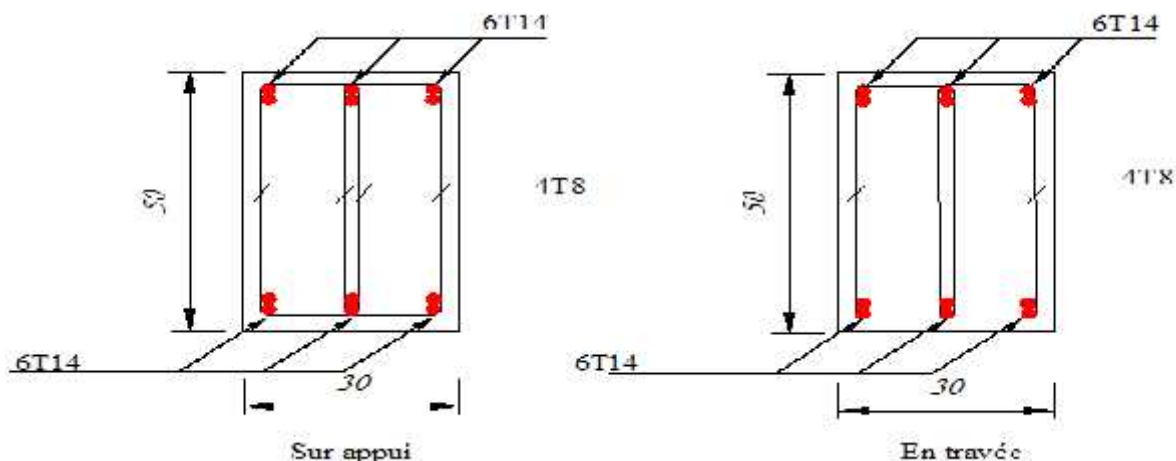


Figure V.11.Ferrailage des poutres non porteuses.

V.4.Ferrailage des voiles

V.4.1.Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

Les armatures verticales

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

Les armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à $10w$.

L'espacement

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St^{\text{min}} (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a:épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2.Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\tau_{12} \times \left\{ \frac{N}{A} \right\} \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

) Si $f_{t1}; \tau_2 A \leq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\% a.l$)

2^{eme} cas :

) Si $f_{t1}; \tau_2 A > 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

) La section des armatures verticales $A_v \times \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

) Si $A_v < A_{\min} = 0,20\% a.l$ L'on ferraille avec la section minimale.

) Si $A_v > A_{\min} = 0,20\% a.l$ L'on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0,15\% a.100 (1ml)$$

3^{eme} cas :

➤ Si τ_1 et τ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.2.1. Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**)

$$\tau_b \times \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \tau_b \times 0,2 f_{c28} \leq 5 MPa$$

Avec :

$$\bar{T} \leq 1,4T$$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$.

h: hauteur total de la section.

\bar{f}_b : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :


$$\bar{f}_b \geq 0,025 f_{c28} \quad X 0,625 MPa \quad A \geq 0,15\% a.1m$$


$$\bar{f}_b \geq 0,025 f_{c28} \quad X 0,625 MPa \quad A \geq 0,25\% a.1m$$

V.4.2.2.L'espacement

D'après le RPA 2003 : $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

➤ $40w$  les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.

➤ $20w$  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

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 :

$$A_{vj} \geq 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{x}{L}$$

Avec :

$$\bar{V} \geq 1,4V$$

V: L'effort tranchant dans la section considérée ;

x: Longueur de la zone tendue ;

L: Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.4.2.3.Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.3.Ferrailage des voiles sous ($0,8G \leq E$)

V.4.3.1.Premier type

a)Forme voile en L

$$\tau_{12} \times \frac{N}{A} \left\{ \frac{M.V}{I} \right.$$

Avec: $A = 0,993m^2$

$V = 2,17m$

$V' = 1,33m$

$I = 1,1438m^4$

$N = 2264,88KN$

$M = 1755,616 KN.m$

$T = 353,32KN$

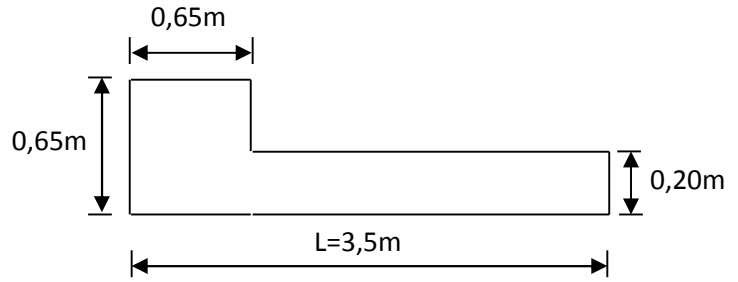


Figure V.12. Vue en plan du voile plein en L.

▪ **Calcul des contraintes**

$$\tau_1 \times \frac{2264,88}{0,993} \Gamma \frac{1755,616 \mid 2,17}{1,1438} \cdot 10^{23} \times 5,612MPa$$

$$\tau_2 \times \frac{2264,88}{0,993} Z \frac{1755,616 \mid 2,17}{1,1438} \cdot 10^{23} \times Z1,05MPa$$

τ_1 et τ_2 sont de signe différent \longrightarrow donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q) E**

$N = 2814,17 KN$

$M = 2200,937 KN.m$

$$\tau_1 \times \frac{N}{A} \Gamma \frac{M.V}{I} \times \frac{2814,17}{0,993} \Gamma \frac{2200,937 \mid 2,17}{1,1438} \cdot 10^{23} \times 7,01MPa$$

$$\tau_2 \times \frac{N}{A} Z \frac{M.V}{I} \times \frac{2814,17}{0,993} Z \frac{2200,937 \mid 2,17}{1,1438} \cdot 10^{23} \times Z1,342MPa$$

$\tau_1 \times 7,01MPa \Phi \tau_b \times 15MPa \dots\dots\dots c v.$

$\tau_2 \times Z1,342MPa \Phi \tau_b \times 15MPa \dots\dots\dots c v.$

▪ **Longueur de la zone tendue**

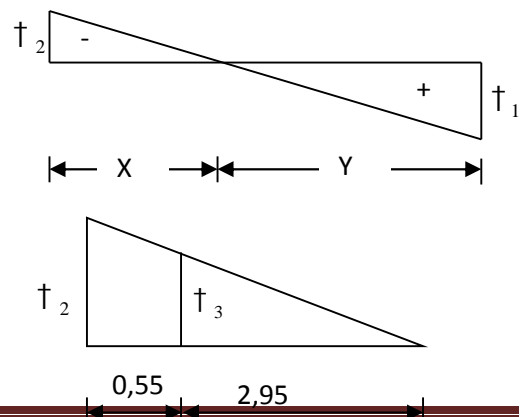
$$X \times \frac{\tau_2}{\tau_2 \Gamma \tau_1} L \times \frac{1,05}{1,05 \Gamma 5,612} \mid 3,5$$

$X = 0,55m$

$Y = L - X = 3,5 - 0,55 = 2,95 m$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue ;



Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ **Calcul de la contrainte τ_3**

$$\tau_3 = \frac{F_2}{X} \frac{\tau_2 f_x Z b A_s}{X} \frac{Z_{1,05} | f_{0,55} Z_{2,95} A_s}{0,55} = 4,58 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales**

✓ **Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{\tau_2 \Gamma \tau_3}{2} b \cdot h = \frac{1,05 \Gamma 4,58}{2} \cdot 0,65 | 0,65 | 10^3 = 1189,34 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\tau_s} = \frac{1189,34 | 10}{400} = 29,73 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \tau_3 \cdot f_x \cdot Z b A_s = \frac{1}{2} | 4,58 | f_{0,55} Z_{0,65} A_s | 0,20 | 10^3 = 45,8 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\tau_s} = \frac{297,22 | 10}{400} = 1,145 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} \Gamma A_{V2} = 29,73 | 1,145$$

$$A_t = 28,585 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} = \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 | \frac{1,4 | 353,32 | 10}{400} | \frac{0,55}{3,5} = 2,14 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t \Gamma A_{vj} = 28,585 \Gamma 2,14 = 30,725 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003

$$A_{Total} = 30,725 \text{ cm}^2 \Psi A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% | 0,20 | 0,55 | 10^4 = 2,2 \text{ cm}^2 \dots CV$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\sigma_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \times \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} \times \frac{1,4 \left| \frac{353,32}{20} \right| 10}{0,9 \left| \frac{350}{350} \right|} \times 0,79 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0,79 \text{MPa} < \sigma_{b,lim} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2**

$$\sigma_b = 0,79 \text{MPa} < \sigma_{b,lim} = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \left| \frac{20}{100} \right| 100 \times 5 \text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,28 \text{cm}^2$ $S_h = 25 \text{cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min \{ 1,5a = 30 \text{cm}; 30 \text{cm} \} = 30 \text{cm}$$

▪ **Choix d'armature**

© **le poteau** $A_p = 12T25 = 58,93 \text{cm}^2$.

© **la zone voile** $A_{v, poteau} = 2(3T20) = 9,43 \text{cm}^2$ $f_s v = 10 \text{cm.A}$

$A_{v, extrémité} = 2(3T20) = 9,43 \text{cm}^2$ $f_s v = 10 \text{cm.A}$

© **La zone courante** $A_c = 2(9T14) = 13,86 \text{cm}^2$. $S_c = 20 \text{cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y Z X) = 0,2\% \left| \frac{0,2}{10^4} \right| (2,95 \cdot 20,55) \times 10^4 = 9,6 \text{cm}^2$$

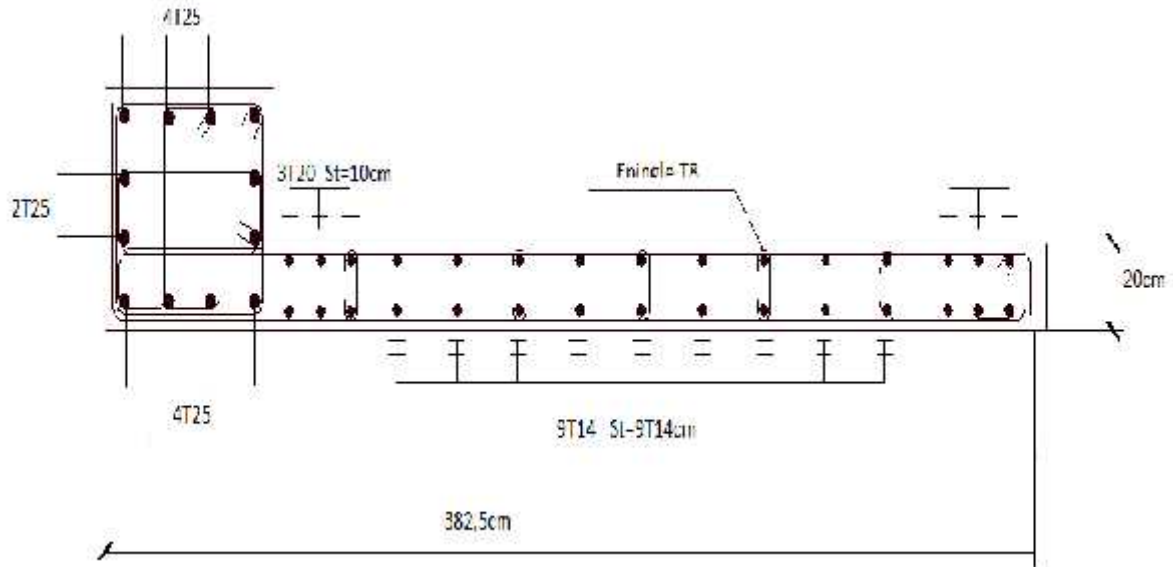


Figure V.13. Schéma ferraillage de voile en L.

V.4.3.2. Deuxième Type

Voile pleine en U

$A = 1,915 \text{ m}^2$

$V = 3,32 \text{ m}$

$V' = 2,68 \text{ m}$

$I = 10,1869 \text{ m}^4$

$N = 5814,33 \text{ KN}$

$M = 1370,266 \text{ KN.m}$

$T = 253,92 \text{ KN}$

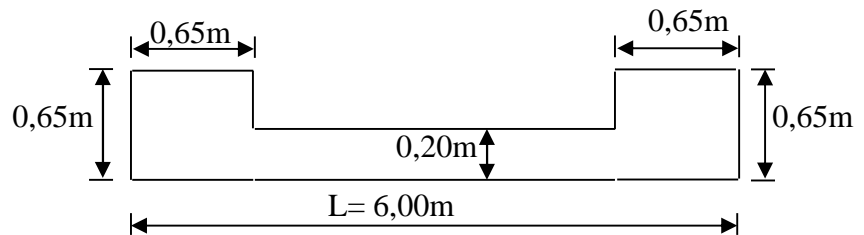


Figure V.14. Vue en plan du voile plein en U.

▪ **Calcul des contraintes**

$$\tau_1 \times \frac{5814,33}{1,915} \mp \frac{1370,266 \mid 3,32}{10,1869} \cdot 10^{23} \times 3,483 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 \times \frac{5814,33}{1,915} \pm \frac{1370,266 \mid 3,32}{10,1869} \cdot 10^{23} \times 2,590 \text{ MPa}$$

τ_1 et τ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q) E**

$N = 7510,65 \text{ KN}$

$M = 1835,43 \text{ KN.m}$

$$\tau_1 \times \frac{N}{A} \Gamma \frac{M.V}{I} \times \frac{7510,65}{1,915} \Gamma \frac{1835,43}{10,1869} \mid 3,32 \mid 10^{23} \times 4,520 MPa$$

$$\tau_2 \times \frac{N}{A} Z \frac{M.V}{I} \times \frac{7510,65}{1,915} Z \frac{1835,43}{10,1869} \mid 3,32 \mid 10^{23} \times 3,323 MPa$$

$$\tau_1 \times 4,520 MPa \Phi \bar{\tau}_b \times 15 MPa \dots\dots\dots CV.$$

$$\tau_2 \times 3,323 MPa \Phi \bar{\tau}_b \times 15 MPa \dots\dots\dots CV.$$

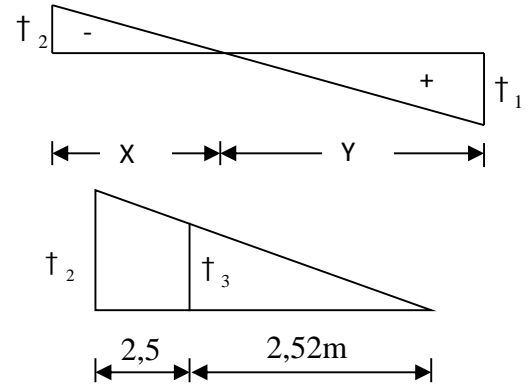
▪ **Longueur de la zone tendue**

$$X \times \frac{\tau_2}{\tau_1 \Gamma \tau_2} \cdot L \times \frac{2,590}{3,483 \Gamma 2,59} \mid 6 \times 2,56 m$$

$$Y \times L \times X \times 6 \times 2,56 \times 3,44 m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



▪ **Calcul de la contrainte τ_3**

$$\tau_3 \times \frac{\tau_2 (X \ Z b)}{X} \times \frac{2,59 \mid (2,56 \ Z 0,65)}{2,56} \times 1,93 MPa$$

▪ **Détermination des armatures verticales**

✓ **Tronçon BC**

La force de traction résultante.

$$F_1 \times \frac{\tau_2 \Gamma \tau_3}{2} \cdot b \cdot h \times \frac{2,59 \Gamma 1,93}{2} \cdot 0,65 \mid 0,65 \mid 10^3 \times 954,85 KN$$

$$A_{v1} \times \frac{F_1}{\tau_s} \times \frac{954,85 \mid 10}{400} \times 23,87 cm^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 \times \frac{1}{2} \tau_3 (X \ Z b) a \times \frac{1}{2} \mid 1,93 \mid (2,56 \ Z 0,65) \mid 0,20 \mid 10^3 \times 368,63 KN$$

$$A_{v2} \times \frac{F_2}{\tau_s} \times \frac{368,63 \mid 10}{400} \times 9,216 cm^2$$

$$A_t \times A_{v1} \Gamma A_{v2} \times 23,87 \Gamma 9,216$$

$$A_t \times 33,086 cm^2$$

▪ **Calcul de Avj**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \left| \frac{\bar{V}}{f_e} \right| = 1,1 \left| \frac{1,4V}{f_e} \right| \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left| \frac{1,4 \left| \frac{253,92 \left| 10 \right.}{400} \right. \right| \frac{2,56}{6}}{6} \right| = 4,17 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + \Gamma A_{vj} = 33,086 + 4,17 = 37,256 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 37,256 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 2,59 \times 10^4 = 10,36 \text{ cm}^2$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = X \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = X \frac{1,4V}{a \cdot 0,9L} = X \frac{1,4 \left| \frac{253,92 \left| 10 \right.}{20 \left| 0,9 \left| 600 \right. \right. \right.}{600}}{600} = 0,329 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,329 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,9 \text{ MPa} > \tau_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h = 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \left| 20 \left| 100 \right. \right. = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v = \text{TM}_{\min} f_{l,5a} = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c = 0,2\% \cdot a (Y Z X) = 0,2\% \left| 0,2 \left| (2,56 Z 3,44) \right. \right. \left. \right| 10^4 = 3,52 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature**

© **Les poteaux :** $12T25 = 58,93 \text{ cm}^2$.

© **La zone poteau voile :** $2(3T20) = 18,86 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

© **La zone courante :** $2(17T12) = 19,23 \text{ cm}^2$; $S_c = 25 \text{ cm}$.

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

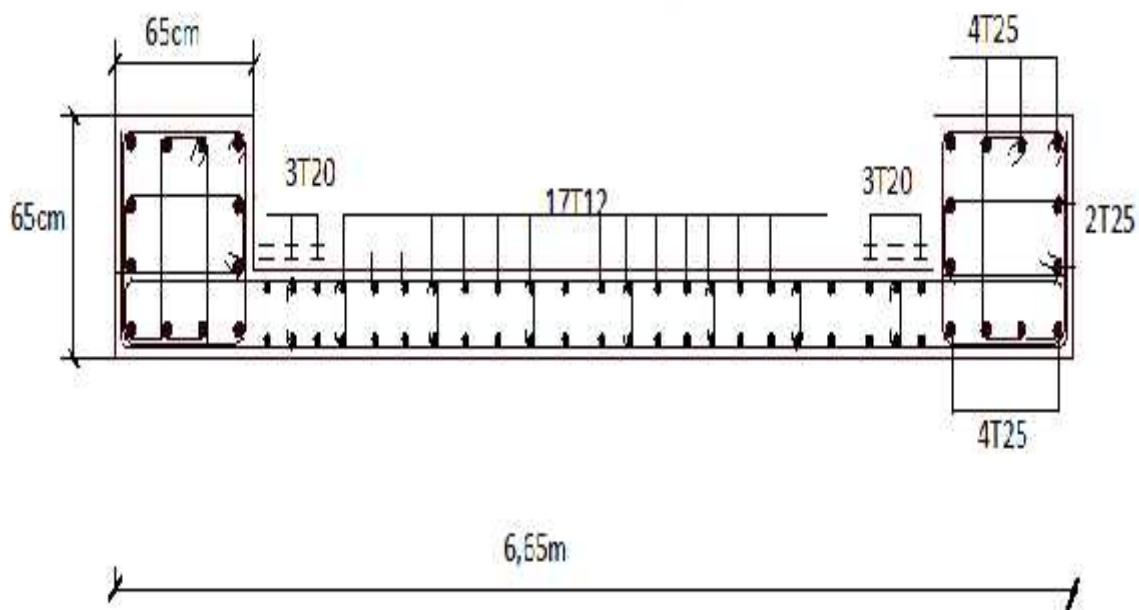


Figure V.15. Schéma de ferrailage du voile en forme U.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

V.4.4. Caractéristiques et ferrailage des voiles

V.4.4.1. Caractéristiques et efforts

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau V.29. Caractéristique des voiles du sens x-x (S-SOL,RDC)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{X1}	4,85	1,685	6,2337	2,75	2,1	742,806	2379,51	32,06	SPC
V _{X2}	6	1,78	9,0268	3,54	2,46	703,655	5168,07	48,36	SPC
V _{X3}	3	0,893	0,7318	1,89	1,11	68,501	1520,04	16,66	SPC
V _{X4}	2	0,737	0,3013	1,42	0,58	30,332	2809,53	5,71	SPC
V _{X5}	3,9	1,495	3,815	2,27	1,63	23,926	1036,86	23,73	SPC
V _{X6}	6	1,915	10,1869	3,32	2,68	1835,43	7510,65	253,92	SPC

V _{x7}	4,85	1,685	6,2337	2,75	2,1	2068,026	3181,9	503,95	SPC
V _{x8}	3,5	1,058	1,4763	2,35	1,15	2200,937	2814,17	436,59	SPC

Tableau V.30. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 1et2)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{x1}	4,85	1,465	4,8981	2,7	2,15	595,728	1439,41	22,08	SPC
V _{x2}	6	1,678	8,0245	3,3	2,7	1106,487	4738,13	91,56	SPC
V _{x3}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	217,061	1696,94	41,49	SPC
V _{x4}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	57,043	2130,97	22,1	SPC
V _{x5}	3,9	1,275	2,9424	2,23	1,67	221,735	2883,8	252,38	SPC
V _{x6}	6	1,695	8,1582	3,28	2,72	1392,531	5988,25	282,95	SPC
V _{x7}	4,85	1,465	4,8981	2,7	2,15	403,545	2842,41	86,51	SPC
V _{x8}	3,5	0,948	1,3003	2,22	1,28	122,281	2557,58	6,47	SPC

Tableau V.31.Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 3 et 4)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{x1}	4,85	1,37	4,3226	2,67	2,18	471,37	715,89	33,46	SPC
V _{x2}	6	1,6	7,2833	3,25	2,75	927,437	3592,92	20,84	SPC
V _{x3}	3	0,8	0,8057	1,88	1,12	171,306	1154,8	35,35	SPC
V _{x4}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	62,608	1450,17	27,54	SPC
V _{x5}	3,9	1,18	2,5667	2,2	1,7	168,29	2228,35	186,86	SPC
V _{x6}	6	1,6	7,2833	3,25	2,75	684,721	4436,84	142,57	SPC
V _{x7}	4,85	1,37	4,3226	2,67	2,18	437,373	2160,37	43,36	SPC

V_{x8}	3,5	0,9	1,2121	2,15	1,35	41,121	2014,65	17,1	SPC
-----------------------	-----	-----	--------	------	------	--------	---------	------	-----

Tableau V.32. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 5 et 6)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V_{x2}	6	1,44	5,8112	3,2	2,8	661,617	2173,14	20,28	SPC
V_{x3}	3	0,72	0,6866	1,76	1,24	139,065	662,9	36,09	SPC
V_{x4}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	67,199	893,74	23,45	SPC
V_{x5}	3,9	1,02	1,9356	2,15	1,75	158,919	1510,85	172,38	SPC
V_{x6}	6	1,44	5,8112	3,2	2,8	519,741	2949,08	89,01	SPC
V_{x7}	4,85	1,15	2,61	2,61	2,24	315,229	1423,88	55,31	SPC
V_{x8}	3,5	0,82	1,0418	2,01	1,49	85,933	1347,04	17,79	SPC

Tableau V.33. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage 7)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V_{x2}	6	1,32	4,7079	3,15	2,85	266,395	711,47	16,14	SPC
V_{x3}	3	0,66	0,5793	1,64	1,36	125,655	211,51	53,23	SPC
V_{x4}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	70,516	448,49	27,13	SPC
V_{x5}	3,9	0,87	1,333	2,07	1,83	147,829	753,68	128,49	SPC
V_{x6}	6	1,32	4,7079	3,15	2,85	335,154	1492,38	55,97	SPC
V_{x7}	4,85	1,09	2,6298	2,57	2,28	191,154	689,77	56,81	SPC
V_{x8}	3,5	0,76	0,8915	1,89	1,11	78,063	649,55	29,02	SPC

Tableau V.34. Caractéristique des voiles du sens x-x (étage8)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{X4}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	70,516	448,49	27,13	SPC
V _{X5}	3,9	0,87	1,333	2,07	1,83	147,829	753,68	128,49	SPC
V _{X6}	6	1,32	4,7079	3,15	2,85	335,154	1492,38	55,97	SPC
V _{X7}	4,85	1,09	2,6298	2,57	2,28	191,154	689,77	56,81	SPC
V _{X8}	3,5	0,76	0,8915	1,89	1,11	78,063	649,55	29,02	SPC

b) Sens transversal (y-y)**Tableau V.35.**Caractéristique des voiles du sens y-y (S-SOL,RDC)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,858	0,614	1,78	0,72	2136,675	1559,58	92,03	SPC
V _{y2}	2	0,758	0,3457	1,49	0,51	72,673	2110,58	76,01	SPC
V _{y3}	2	0,758	0,3457	1,49	0,51	150,267	3916,06	88,03	SPC
V _{y4}	1,3	0,618	0,1184	1,04	0,26	99,99	1291,92	90,01	SPC
V _{y5}	2,5	0,858	0,614	1,78	0,72	164,741	3851,86	134,11	SPC
V _{y6}	2,4	0,838	0,5524	1,72	0,68	156,976	2621,63	46,5	SPC
V _{y7}	2,8	0,918	0,8241	1,96	0,84	131,845	2701,45	50,12	SPC
V _{y8}	2	0,758	0,3457	1,49	0,51	137,784	1253,54	93,3	SPC
V _{y9}	2	0,758	0,3457	1,49	0,51	114,038	2283,16	79,44	SPC

V _{y10}	2	0,758	0,3457	1,49	0,51	77,851	1716,41	32,11	SPC
V _{y11}	3	0,958	0,9864	2,07	0,93	442,598	2114,72	125,23	SPC

Tableau V.36.Caractéristique des voiles du sens y-y (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V _{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V _{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V _{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V _{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC
V _{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC
V _{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V _{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V _{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V _{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V _{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.37.Caractéristique des voiles du sens y-y (3^{ème} et 4^{ème} étages)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,7	0,4989	1,62	0,88	243,333	1807,14	82,59	SPC
V _{y2}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	169,391	11183,88	111,21	SPC
V _{y3}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	220,467	1733,96	129,28	SPC
V _{y4}	1,3	0,46	0,0931	0,93	0,35	115,257	936,49	111,19	SPC
V _{y5}	2,5	0,7	0,4989	1,62	0,88	301,957	2454,76	133,45	SPC
V _{y6}	2,4	0,68	0,4484	1,56	0,84	153,866	1457,89	53,11	SPC
V _{y7}	2,8	0,76	0,6517	1,78	1,02	45,54	1413,025	2,17	SPC
V _{y8}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	157,186	752,14	108,94	SPC
V _{y9}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	57,918	1153,6	47,7	SPC

V _{y10}	2	0,6	0,2791	1,34	0,66	15,481	776,41	3,52	SPC
V _{y11}	3	0,8	0,8057	1,88	1,12	81,057	1406,37	22,77	SPC

Tableau V.38.Caractéristique des voiles du sens y-y (5^{ème} et 6^{ème} étages)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,62	0,4213	1,5	1,00	176,971	1193,73	76,41	SPC
V _{y2}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	155,866	795,73	98,54	SPC
V _{y3}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	158,048	1065,96	87,21	SPC
V _{y4}	1,3	0,38	0,0764	0,87	0,43	85,881	678,8	81,41	SPC
V _{y5}	2,5	0,52	0,2334	1,24	0,76	216,271	1612,23	96,61	SPC
V _{y6}	2,4	0,6	0,3779	1,45	0,95	132,245	886,5	55,66	SPC
V _{y7}	2,8	0,68	0,5704	1,65	1,15	44,191	783,92	1,74	SPC
V _{y8}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	112,64	479,19	75,69	SPC
V _{y9}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	33,653	683,95	35,46	SPC
V _{y10}	2	0,52	0,2334	1,24	0,76	4,204	399,82	7,89	SPC
V _{y11}	3	0,72	0,6866	1,76	1,24	108,121	939,85	43,01	SPC

Tableau V.39.Caractéristique des voiles du sens y-y (7^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,56	0,3496	1,39	1,11	207,572	557,7	91,89	SPC
V _{y2}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	151,592	323,23	90,43	SPC
V _{y3}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	177,793	451,99	78,57	SPC
V _{y4}	1,3	0,32	0,06	0,78	0,52	62,672	285,02	55,6	SPC
V _{y5}	2,5	0,56	0,3496	1,39	1,11	228,525	834,87	91,85	SPC
V _{y6}	2,4	0,54	0,3124	1,34	1,06	244,39	279,92	93,23	SPC
V _{y7}	2,8	0,62	0,4782	1,54	1,26	100,184	270,34	5,78	SPC

V _{y8}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	95,942	238,16	57,99	SPC
V _{y9}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	69,533	322,53	34,95	SPC
V _{y10}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	2,526	123,35	10,47	SPC
V _{y11}	3	0,66	0,5793	1,64	1,36	208,551	475,33	69,88	SPC

Tableau V.40.Caractéristique des voiles du sens y-y (8^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,56	0,3496	1,39	1,11	207,572	557,7	91,89	SPC
V _{y2}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	151,592	323,23	90,43	SPC
V _{y4}	1,3	0,32	0,06	0,78	0,52	62,672	285,02	55,6	SPC
V _{y5}	2,5	0,56	0,3496	1,39	1,11	228,525	834,87	91,85	SPC
V _{y8}	2	0,46	0,1899	1,14	0,86	95,942	238,16	57,99	SPC
V _{y11}	3	0,66	0,5793	1,64	1,36	208,551	475,33	69,88	SPC

V.4.5.Ferrailages des voiles

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau V.41.Les contraintes (S-SOL,RDC)

voile	† ₁ (MPa)	† ₂ (MPa)	† ₃ (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V _{x1}	1,66	1,162	0,783	2,00	2,85	411,0	411,0	10,27	134,07	0,51
V _{x2}	3,10	2,712	2,083	2,80	3,20	1012,8	1012,8	25,32	411,03	0,87
V _{x3}	1,81	1,598	0,861	1,41	1,59	519,4	519,4	12,99	103,85	0,30
V _{x4}	3,87	3,754	1,276	0,98	1,02	1062,5	1062,5	26,56	139,19	0,11
V _{x5}	0,70	0,683	0,452	1,92	1,98	239,9	239,9	6,00	62,88	0,45
V _{x6}	4,40	3,439	2,589	2,63	3,37	1273,5	1273,5	31,84	516,41	4,29
V _{x7}	2,59	1,192	0,686	1,53	3,32	396,6	396,6	9,91	128,52	6,12

V_{X8}	4,37	0,945	-0,043	0,62	2,88	190,7	190,7	4,77	41,35	2,99
----------	------	-------	--------	------	------	-------	-------	------	-------	------

Tableau V.42.Choix d'armature des voiles du sens xx(S-SOL,RDC)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{X1}	44,85	7,981	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
V_{X2}	37,22	11,207	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
V_{X3}	17,14	5,634	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
V_{X4}	65,86	3,939	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{X5}	69,32	7,685	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
V_{X6}	52,54	10,523	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
V_{X7}	44,56	6,121	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
V_{X8}	49,11	2,488	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)

Tableau V.43. Les contraintes (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	\dagger_1 (MPa)	\dagger_2 (MPa)	\dagger_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{X1}	1,24	0,721	0,458	1,78	3,07	184,4	2477,6	4,61	61,94	0,31
V_{X2}	3,20	2,451	1,934	2,60	3,40	663,2	11108,9	16,58	277,72	1,53
V_{X3}	2,27	1,740	1,006	1,30	1,70	415,4	3417,1	10,38	85,43	0,69
V_{X4}	3,41	3,178	1,367	0,96	1,04	687,4	3710,6	17,19	92,76	0,41
V_{X5}	2,39	2,136	1,498	1,84	2,06	549,6	5943,2	13,74	148,58	4,59
V_{X6}	4,00	3,069	2,421	2,61	3,39	830,3	13906,9	20,76	347,67	4,73
V_{X7}	2,12	1,763	1,323	2,20	2,65	466,8	6301,3	11,67	157,53	1,51

V_{X8}	2,82	2,577	1,730	1,67	1,83	651,4	6305,5	16,29	157,64	0,12
----------	------	-------	-------	------	------	-------	--------	-------	--------	------

Tableau V.44. Choix d'armature des voiles du sens xx (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{X1}	66,86	7,118	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
V_{X2}	95,83	10,418	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
V_{X3}	96,50	5,212	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
V_{X4}	10,36	3,860	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{X5}	66,91	7,366	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
V_{X6}	73,16	10,423	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(17T12)
V_{X7}	70,72	8,814	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(15T12)
V_{X8}	74,04	6,688	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)

Tableau V.45. Les contraintes (3^{ème} et 4^{ème} étage)

voile	\dagger_1 (MPa)	\dagger_2 (MPa)	\dagger_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{X1}	0,76	0,285	0,177	1,32	3,53	57,7	786,0	1,44	19,65	0,35
V_{X2}	2,60	1,895	1,521	2,53	3,47	427,1	7318,7	10,68	182,97	0,34
V_{X3}	1,68	1,205	0,724	1,25	1,75	241,2	2026,2	6,03	50,66	0,57
V_{X4}	2,57	2,269	1,060	0,94	1,06	416,2	2292,9	10,40	57,32	0,50
V_{X5}	2,00	1,777	1,293	1,83	2,07	383,7	4245,4	9,59	106,14	3,38
V_{X6}	3,03	2,514	2,052	2,72	3,28	570,9	9794,2	14,27	244,85	2,49
V_{X7}	1,80	1,356	1,031	2,09	2,76	298,4	4118,7	7,46	102,97	0,72

V_{x8}	2,28	2,193	1,553	1,71	1,79	468,2	4640,6	11,71	116,01	0,32
----------	------	-------	-------	------	------	-------	--------	-------	--------	------

Tableau V.46. Choix d'armature des voiles du sens xx (3^{ème} et 4^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{x1}	21,44	5,287	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
V_{x2}	93,98	10,129	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{x3}	57,25	5,010	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{x4}	68,22	3,755	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{x5}	19,11	7,340	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{x6}	61,61	10,881	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{x7}	11,15	8,343	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
V_{x8}	28,04	6,857	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)

Tableau V.47. Les contraintes (5^{ème} et 6^{ème} étage)

voile	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)	τ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{x1}	1,83	1,190	0,941	1,91	2,94	170,5	2524,4	4,26	63,11	0,31
V_{x2}	1,17	0,670	0,547	2,18	3,82	97,3	1787,7	2,43	44,69	0,51
V_{x3}	1,94	1,500	1,042	1,31	1,69	203,3	1837,4	5,08	45,93	0,39
V_{x4}	1,62	1,338	0,745	0,90	1,10	166,6	982,1	4,17	24,55	3,00
V_{x5}	2,30	1,798	1,377	1,71	2,19	254,0	3013,7	6,35	75,34	1,50
V_{x6}	1,51	0,968	0,803	2,34	3,66	141,6	2605,7	3,54	65,14	0,83

V_{x7}	1,77	1,520	1,249	2,24	2,61	221,5	3291,3	5,54	82,28	0,32
V_{x8}	1,83	1,190	0,941	1,91	2,94	170,5	2524,4	4,26	63,11	0,31

Tableau V.48. Choix d'armature des voiles du sens xx (5^{ème} et 6^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{x2}	67,68	7,651	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
V_{x3}	47,63	8,727	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{x4}	51,41	5,236	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{x5}	31,71	3,612	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{x6}	83,20	6,846	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{x7}	69,51	9,378	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{x8}	88,14	8,974	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)

Tableau V.49. Les contraintes (7^{ème} étage)

voile	\dagger_1 (MPa)	\dagger_2 (MPa)	\dagger_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{x2}	0,70	0,378	0,324	2,10	2,94	31,6	667,8	0,00	4,86	0,22
V_{x3}	0,62	0,025	-0,039	0,12	3,82	-0,6	-16,0	-0,01	-0,40	0,08
V_{x4}	1,29	0,656	0,363	0,67	1,69	45,8	301,9	1,15	7,55	0,35
V_{x5}	2,22	0,766	0,408	0,65	1,10	52,8	14	1,32	0,35	0,91
V_{x6}	1,33	0,928	0,815	2,46	2,19	78,4	1664,9	1,96	41,62	0,88

V_{X7}	0,80	0,467	0,389	1,79	3,66	38,5	57,9	0,96	1,45	0,81
V_{X8}	0,95	0,757	0,611	1,55	2,61	61,6	752,7	1,54	18,82	0,50

Tableau V.50. Choix d'armature des voiles du sens xx (7^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{X2}	5,08	8,410	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
V_{X3}	0,33	0,477	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{X4}	9,04	2,690	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{X5}	8,03	9,00	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{X6}	44,47	9,847	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
V_{X7}	3,22	7,15	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
V_{X8}	20,85	6,204	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)

Tableau V.51. Les contraintes (8^{ème} étage)

voile	\dagger_1 (MPa)	\dagger_2 (MPa)	\dagger_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{X4}	1,29	0,656	0,363	0,67	1,69	45,8	301,9	1,15	7,55	0,35
V_{X5}	2,22	0,766	0,408	0,64	1,10	52,2	140	1,32	0,35	0,91
V_{X6}	1,33	0,928	0,815	2,46	2,19	78,4	1664,9	1,96	41,62	0,88

V_{x7}	2,35	083	1,02	0,96	3,66	61,7	84,13	1,12	2,53	1,3
V_{x8}	0,95	0,757	0,611	1,55	2,61	61,6	752,7	1,54	18,82	0,50

Tableau V.52. Choix d'armature des voiles du sens xx (8^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{x4}	9,04	2,690	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(15T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T10)
V_{x5}	30,28	8,68	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T10)
V_{x6}	44,47	9,847	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T10)
V_{x7}	38,42	6,76	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
V_{x8}	20,85	6,204	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T10)

b) Sens transversal (y-y)

Tableau V.53. les contraintes (S-SOL,RDC)

voile	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)	τ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V_{Y1}	8,22	4,989	2,016	0,76	1,74	168.15	168.15	11.36	8.88	20.25
V_{Y2}	9,42	6,782	3,137	0,84	1,16	197.74	197.74	7.94	9.78	17.72
V_{Y3}	8,90	6,089	2,716	0,81	1,69	89.26	89.26	5.35	3.97	9.33

V _{Y4}	1,35	0,284	0,095	0,68	1,32	20.58	20.58	0.77	0.04	0.82
V _{Y5}	3,08	1,785	1,194	1,36	0,64	150.15	150.15	1.12	2.78	3.91
V _{Y6}	2,99	2,173	1,723	1,17	0,83	41.27	41.27	1.55	2.30	3.85
V _{Y7}	5,24	4,042	3,104	1,09	0,6	24.75	24.75	1.41	1.83	3.25
V _{Y8}	5,92	4,941	3,842	2,02	0,88	20.42	20.42	1.03	1.55	2.58
V _{Y9}	6,01	3,96	1,99	1,86	0,64	139.76	168.15	1.55	2.30	3.85
V _{Y10}	8,7	4,88	3,53	0,3	0,7	2.27	91.99	1.41	1.83	3.25
V _{Y11}	3,45	2,98	3,12	0,33	1,67	88.01	72.50	1.03	1.55	2.58

Tableau V.54. Choix d'armature des voiles du sens yy(S-SOL,RDC)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{Y1}	67,68	8,68	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
V _{Y2}	60,63	1,4	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y3}	62,41	3,41	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
V _{Y4}	61,71	2,71	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y5}	83,20	24,2	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y6}	69,51	9,378	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y7}	88,14	8,974	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
			12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y8}	80,7	24,2	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y9}	64,4	5,4	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y10}	66,1	7,1		2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)

			12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
--	--	--	-------	---------	---------	----------

Tableau V.55. Les contraintes (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V _{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V _{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V _{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V _{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC
V _{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC
V _{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V _{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V _{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V _{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V _{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.56. Choix d'armature des voiles du sens yy (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{Y1}	12,8	3,24	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
V _{Y2}	20,78	4,2	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V _{Y3}	16,45	6,4	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(13T12)

V_{Y4}	21,1	3,612	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y5}	23,4	6,846	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y6}	17,02	9,378	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y7}	13,4	8,974	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y8}	25,4	0,04	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y9}	30,1	2,78	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(12T12)
V_{Y10}	18,88	2,30	12T25	2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)
				2(3T20)	2(3T20)	2(14T12)

Tableau V.57. Les contraintes (3^{ère} et 4^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V_{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V_{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V_{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V_{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V_{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC
V_{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC
V_{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V_{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V_{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V_{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V_{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.58. Choix d'armature des voiles du sens yy (3^{ère} et 4^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{Y1}	31,5	5,4	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V_{Y2}	34,4	7,1	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)

				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y3}	28,3	3,12	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V_{Y4}	27,00	4,1	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y5}	30,8	5,00	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y6}	33,34	6,1	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y7}	32,1	5,94	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y8}	30,4	6,01	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y9}	36,1	7,03	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V_{Y10}	34,00	6,80	4T16+8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)

Tableau V.59. Les contraintes (5^{ème} et 6^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V_{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V_{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V_{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V_{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V_{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC
V_{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC
V_{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V_{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V_{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V_{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V_{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.60. Choix d'armature des voiles du sens yy(5^{ème} et 6^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{Y1}	25,1	5,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V _{Y2}	27,3	6,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y3}	51,41	10,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V _{Y4}	31,71	7,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y5}	83,20	16,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y6}	69,51	12,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y7}	88,14	18,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y8}	61,3	11,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y9}	50,9	9,80	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y10}	28,3	6,5	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)

Tableau V.61. Les contraintes (7^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V _{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V _{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V _{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V _{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC
V _{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC

V _{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V _{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V _{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V _{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V _{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.62.Choix d'armature des voiles du sens yy(7^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{Y1}	20	7,4	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V _{Y2}	30,12	10,01	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y3}	40,41	21,00	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(13T12)
V _{Y4}	18,71	6,5	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y5}	38,20	19,18	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y6}	36,51	17,11	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y7}	78,14	28,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y8}	40,33	20,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y9}	35,5	15,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T12)
V _{Y10}	28,3	10,2	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)

Tableau V.63.Les contraintes (8^{ème} étage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	142,366	2268,31	55,52	SPC
V _{y2}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	275,314	2088,75	194,06	SPC
V _{y3}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	375,054	3255,27	216,1	SPC
V _{y4}	1,3	0,508	0,1014	0,98	0,32	119,913	1141,62	117,2	SPC
V _{y5}	2,5	0,748	0,5379	1,6	0,9	285,317	3259,46	156,89	SPC

V_{y6}	2,4	0,728	0,4837	1,62	0,78	115,769	2047,68	23,63	SPC
V_{y7}	2,8	0,808	0,7231	1,84	0,96	103,028	1999,98	11,47	SPC
V_{y8}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	151,016	1056,32	103,95	SPC
V_{y9}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	71,521	1649,81	59,01	SPC
V_{y10}	2	0,647	0,3017	1,39	0,61	45,877	1208,04	3,04	SPC
V_{y11}	3	0,847	0,8665	1,95	1,05	29,886	1877,16	6,69	SPC

Tableau V.64. Choix d'armature des voiles du sens yy(8^{ème} étage)

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V_{Y6}	9,51	1,3	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
V_{Y7}	16,14	3,4	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
V_{Y8}	20,04	7,5	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
V_{Y9}	17,13	6,1	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
V_{Y10}	15,2	3,01	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)
				2(3T16)	2(3T16)	2(12T10)

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_v \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{ct2} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du voile ;

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$;

h : hauteur totale (largeur) de la section brute;

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

a)Sens X-X

Tableau V.65.Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
V_{x2} en U	RDC ,1	820.45	2.08	Vérifié
	2,3	345.18	0.87	Vérifié
	4,5	219.36	0.55	Vérifié
	6,7,8	252.33	0.64	Vérifié
V_{x2} en L	RDC ,1	485.54	1.23	Vérifié
	2,3	692.13	1.75	Vérifié
	4,5	515.46	1.31	Vérifié
	6,7,8	353.11	0.89	Vérifié

b)Sens Y-Y

Tableau V.66.Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
V_{y1} en L	RDC ,1	1077.17	2.73	Vérifié
	2,3	896.73	2.27	Vérifié
	4,5	668.27	1.69	Vérifié
	6,7,8	417.92	1.06	Vérifié
V_{y4} en T	RDC ,1	200.54	0.50	Vérifié
	2,3	200.79	0.51	Vérifié
	4,5	212.68	0.54	Vérifié
	6,7,8	195.24	0.49	Vérifié

V.5.Calcul des linteaux

V.5.1.Introduction

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ($\leq g$) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments

fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations présentes des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.5.2.Sollicitation dans les linteaux

Les linteaux dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

avec :

T_E : effort tranchant dû au séisme

T_P : effort tranchant dû au charge (G +Q)

M_E : moment fléchissant dû au séisme

M_P : moment fléchissant dû au charge (G +Q)

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suite :

V.5.3.Ferrailage

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99 version 2003**.

V.5.3.1.Contraintes admissibles de cisaillement

a. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

) Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)

) Des aciers transversaux (A_t)

) Des aciers en partie courante (A_c)

1.Armatures longitudinales (A_l)

D'après le RPA99 version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule : $A_l = M / (Z \cdot f_c)$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 V_{u \text{ cal}}$)

$$Z = h - 2d$$

Avec :

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

2. Armatures transversales (A_t)

Linteaux longs ($\Leftrightarrow g = L/h > 1$)

$$S_t = A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

$$T = 1,4 \cdot T_{\text{calcul}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\Leftrightarrow g = L/h \leq 1$)

$$S_t = A_t \cdot f_e \cdot L / (T + A_t \cdot f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

b. Deuxième cas : $f_b \leq 0,06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \vartheta) \quad \text{avec : } \tan \vartheta = (h - 2d) / L$$

$$T = T_{\text{calcul}} \text{ sans majoration.}$$

V.5.4. Ferrailage minimal RPA article 7.7.3.3

a. Armatures longitudinales

$$(A_l, A_r) = 0,0015 \times b \times h$$

avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armatures transversales RPA article 7.7.3.3

$$\text{Pour } \varnothing \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t = 0,0015 \times b \times s$$

$$\text{Pour } \varnothing > 0,025 f_{c28} \quad A_t = 0,0025 \times b \times s$$

c. Armatures de peau RPA article 7.7.3.3

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%

V.5.4.1.Exemple de calcul

Caractéristiques géométriques de linteau

$$e = 0,20\text{m} \quad , \quad h = 3,82\text{m} \quad , \quad d = 0,9h = 3,438\text{m} \quad , \quad b_0 = 1,2\text{m}$$

Détermination des sollicitations

D'après le fichier des résultats du logiciel **ETABS** on a

$$M = 186,86 \text{ KN.m}$$

$$V = 73,87 \text{ KN}$$

Majoration des sollicitations

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1,4 \times V$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 73,87 = 103,42 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = 1,4 \times M$$

$$M = 1,4 \times 186,86 = 261,60 \text{ KN.m}$$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{On a : } \varnothing = \bar{V} / b_0 \times d$$

$$\varnothing = 103,42 \times 10^{-3} / (1,20 \times 3,82 \times 0,9) = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\varnothing = 0,103 \text{ MPa} \quad \varnothing = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

2. Calcul du Ferrailage

$$0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\varnothing = 0,103 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa}$$

Donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

* des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple

* des aciers transversaux (A_t)

* des aciers diagonaux (A_d)

1. Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l = M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l = 261,60 \times 10^5 / (195,8 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l = 3,340 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales : A_t

$$\lambda_g = 1,20 / 2,018$$

$$\lambda_g = 0,595 < 1 \dots \dots \dots (\text{C.N.V.}).$$

On doit avoir

2^{ème} sous cas :

Linteaux courts (λ_g^{TM1})

On doit avoir :

$$S^{TM} = \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V \Gamma A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$v_1 X \frac{M_d \Gamma M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

Avec : $Z = h - 2d'$

$$A_t X \frac{VS}{(LZS) f_e}$$

$$A_s X \frac{107,77 | 0,1 | 10^4}{f_t,2 Z 0,1400 | 10^3} X 0,2445 \text{ cm}^2$$

3. Armatures de peau A_c

$$A_c = 0,002 \times b \times h$$

$$A_c = 0,002 \times 0,20 \times 2,018 = \mathbf{8,07 \text{ cm}^2}$$

4. Ferrailage finale :

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 3,34 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T14 (3,52 \text{ cm}^2)$$

$A_t = 0,2445 \text{ cm}^2$ soit 4T10 (3,16 cm^2)

$A_c = 8,07 \text{ cm}^2$ soit 8T 12 (9,4 cm^2)

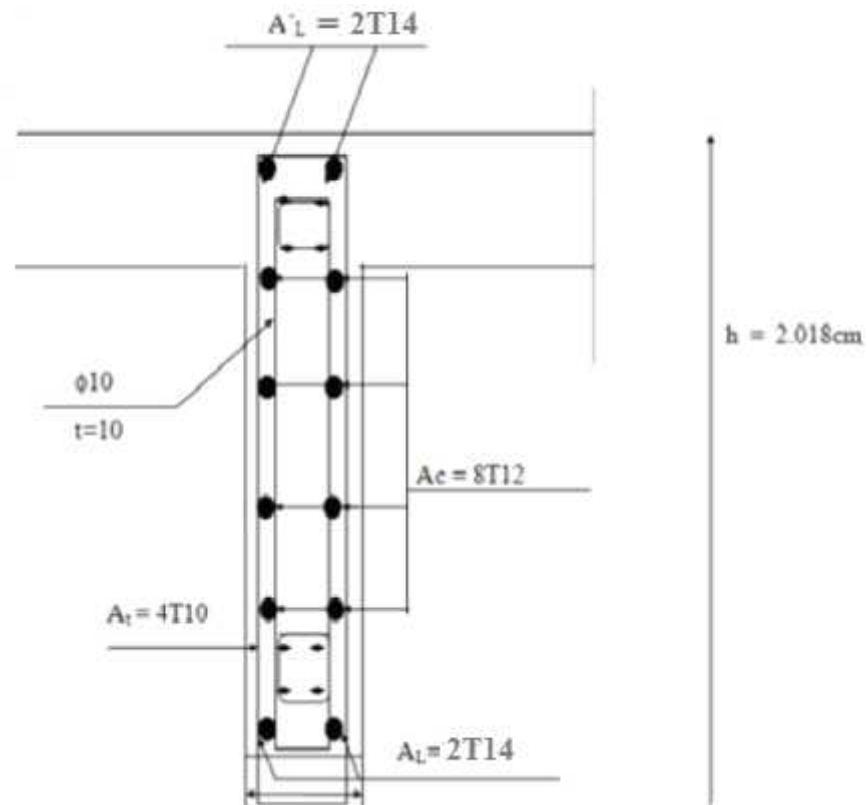


Figure V.16. Armature du Linteau.

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1.Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondation superficielle.
 - Semelle isolée ;
 - Semelle filante.
- Radier général.
- Fondation semi profonde.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.1.1.Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2.Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage –la portance du sol

l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol ;

S : Surface de la fondation ;

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations

poteaux	N (KN)	poteaux	N (KN)	poteaux	N (KN)
C1	4859,22	C19	1672,65	C39	492,14
C2	1382,68	C20	1169,58	C40	544,31
C3	1691,09	C21	971,37	C41	251,68
C4	2419,99	C22	1405,33	C42	217,71
C5	3794,04	C23	1729,24	C43	1014,2
C6	2090,47	C24	1803,4	C44	146,27
C7	2723,08	C25	2309,34	C45	210,08
C8	2843,42	C26	899,21	C46	252,71
C9	2055,32	C27	1413,12	C47	473,28
C10	1531,51	C28	1900,54	C48	441,83
C11	1407,06	C29	2385,99	C49	420,2
C12	2037,4	C30	2186,31	C50	537,31
C13	2235,2	C31	839,19	C51	468,5
C14	3166,61	C32	1174,42	C52	536,66
C15	3037,7	C33	1613,26	C53	369,35
C16	3306	C34	2389,11	C54	293,43
C17	2030,83	C35	1887	C55	18,88
C18	1932,31	C36	1387,86	C56	266,33

VI.2.1.Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right] \quad \text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol}=2\text{bar.}$$

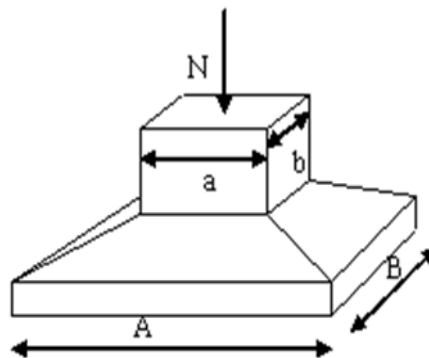


Figure VI.1.Dimensions de la semelle isolée.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2.Sections des semelles isolées

Poteaux	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A ^{choisie} (m)	Poteaux	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A ^{choisie} (m)
6	2122,28	24,3	4,93	5,0	35	1783,67	10,18	3,19	3,2
13	2274,79	6,92	2,63	2,7	45	1348,47	11,16	3,34	3,4
15	3097,40	8,47	2,91	3,0	46	878,61	15,84	3,98	4,0
17	2062,55	12,11	3,48	3,5	70	423,12	15,21	3,9	4,0
19	1667,44	19,01	4,36	4,4	71	482,7	16,56	4,07	4,1
22	1395,06	10,43	3,23	3,3	100	534,87	10,18	3,19	3,2
25	2367,41	13,62	3,69	3,7	108	138,36	9,67	3,11	3,2
27	1403,6	14,21	3,77	3,8	135	208,27	8,41	2,9	3,0
28	1937,35	10,3	3,21	3,3	1392	9,44	5,86	2,42	2,5
33	1512,58	7,67	2,77	2,8	1393	178,31	4,84	2,2	2,2
34	2298,64	7,02	2,65	2,7					

VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Avec:

L_{\min} : est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Donc:

$1,5 \times B = 7,50 \text{ m} > L_{\min} = 2,85 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{C.N.V})$

Alor:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes

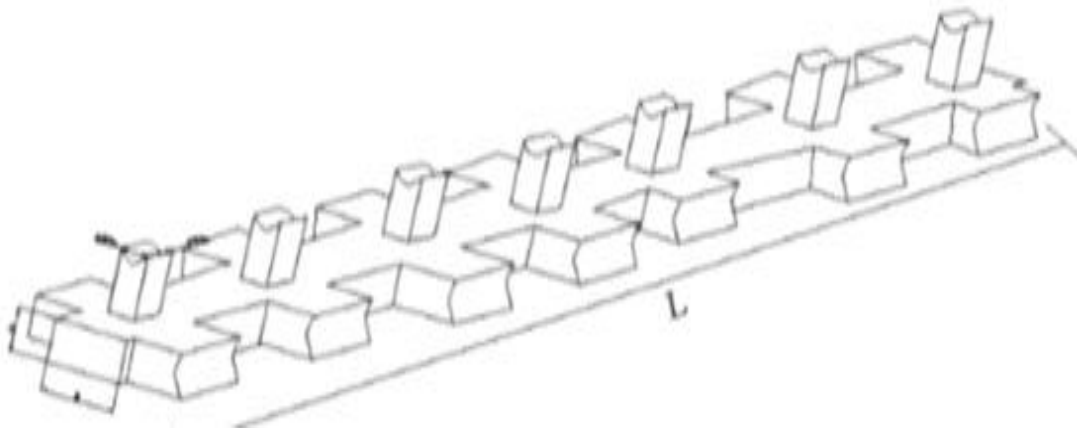


Figure VI.2. Semelle filante.

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.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

Donc: $B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes

sens		N	σ_s	L	S_s	B	B choisie	S_b
y-y	1	863,09	2	20,75	4,32	0,21	0,5	1235,6
	2	7171,64	2	26,28	35,86	1,36	1,5	1235,6
	3	8197,43	2	31,28	40,99	1,31	1,5	1235,6
	4	7655,49	2	20,75	38,28	1,84	2,0	1235,6
	5	805,34	2	10,53	4,03	0,38	0,5	1235,6
	6	2271,96	2	6,00	11,36	1,89	2,0	1235,6
	7	10049,49	2	31,28	50,25	1,61	2,0	1235,6
	8	1260,67	2	16,53	6,30	0,38	0,5	1235,6
	9	11344,02	2	31,28	56,72	1,81	2,0	1235,6
	10	9932,79	2	26,28	49,66	1,89	2,0	1235,6
	11	6499,88	2	20,75	32,50	1,57	2,0	1235,6
x-x	A	100,54	2	15,00	0,50	0,03	0,5	1235,6
	B	1204,19	2	31,65	6,02	0,29	0,5	1235,6
	C	14659,28	2	43,54	73,30	1,68	2,0	1235,6
	D	18106,06	2	43,54	90,53	2,08	2,5	1235,6
	E	13765,01	2	43,54	68,83	1,58	2,0	1235,6
	F	9200,64	2	43,54	46,00	1,06	1,5	1235,6
	G	6899,48	2	43,54	34,50	0,79	1,5	1235,6

VI.2.2.1. Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{649,935}{1235,6} = 53\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;

- La facilité d'exécution.

Alor:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

VI.2.3.Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

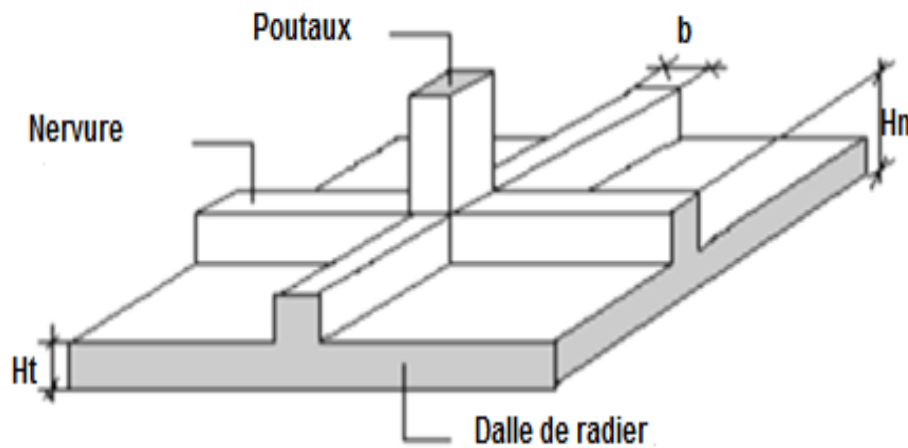


Figure VI.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.2.3.1.Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 79281.03kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 396.41 < S_b = 1235.6 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de 1235.6 m^2

VI.2.3.2. Pré dimensionnement du radier

a) Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux ($L_{\max}=7.5\text{m}$).

Donc :

$$h_1 \geq 37.5$$

On prend : $h_1=40\text{cm}$.

b) Nervure

b.1. La hauteur de nervure

b.1.1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max}=7.5\text{m}$.

Donc :

$$50\text{cm} < h_{N1} < 75\text{cm}$$

On prend : $h_{N1}=70\text{cm}$

b.1.2. Condition de raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m);

a : largeur du poteau ($a=0.65\text{m}$);

K : coefficient de raideur du sol ;

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E=32164.20\text{MPa}$.

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L_{max}: distance maximale entre deux poteaux : 7.5m.

A partir de la formule (VII.1) on calcule la valeur de h :

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times (L_{\max} - a)}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 11.91\text{cm}$$

On prend : **$h_{N2}= 30\text{cm}$** .

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2})= \text{Max}(0,70 ; 0,30) .$$

On prend : **$h_N= 70 \text{ cm}$** .

b.2.Largeur de la nervure

b.2.1.Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{750}{10} = 75\text{cm}$$

Donc :

$$\mathbf{b = 80cm}$$

Alor :

$$h_N=70\text{cm}$$

$$b = 80\text{cm dans le sens x-x}$$

$$b = 80 \text{ cm dans le sens y-y}$$

VI.2.3.3.Les vérifications nécessaires

a)Vérification au poinçonnement

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2035,24KN$) ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier,

a,b : Dimensions du poteau S-sol (65×65)cm² ;

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité ;

h : hauteur de radier.

Donc :

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(65 + 65) + 2 \times 40] = 420 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 420 \times 40 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1260 \text{ KN}$$

$$N_u = 2035,24 \text{ KN} < Q_u = 1260 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.N.V})$$

Donc on augmente hauteur de radier :

Pour : $h=60$ cm

$$N_u = 2035,24 \text{ KN} < Q_u = 2250 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

b) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Suivant X-X

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{367867,42}{51843,23} = 6,71 \text{ m} < \frac{31,28}{4} = 7,82 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Suivant Y-Y

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{127735,99}{51843,23} = 2,46 \text{ m} < \frac{43,65}{4} = 10,91 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

c) vérifications au cisaillement : (RPA 99 version 2003)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$b=1$ m (une bande de 1m de 7.5 de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{51843,23}{1235,6} \times \frac{7,5}{2} \times 1 = 157,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{168,78}{1 \times 0,9 \times 1100} = 0,16 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel SOCOTEC dans les calculs qui suivent :

a) Position du centre de gravité

$$\begin{cases} x_G = 17,91 \text{m} \\ y_G = 22,79 \text{m} \end{cases}$$

b) Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 174965,7 \text{m}^4 \\ I_{yy} = 89426,7 \text{m}^4 \end{cases}$$

VI.2.3.5. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par:

a) Sollicitation du premier genre

A'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = 64,16 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal a ELU et ELS ;

M_{rev} : le moment de renversement ;

X_G, Y_G : centre de gravité ;

I_{xx}, I_{yy} : Moments d'inertie.

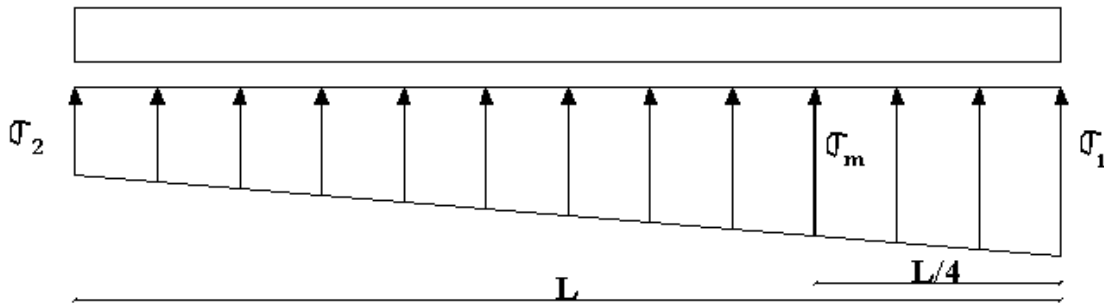


Figure VI.4. Distribution des contraintes sous le radier.

On vérifie que:

$$\begin{cases} \sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} \\ \sigma_2^{\min} > 0 \\ \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} \dots\dots\dots [2] \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} N = 138930,22 KN \\ Mx = 235525,66 KN.m \\ My = 9052,18 KN.m \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N = 100744,36 KN \\ Mx = 171416,43 KN.m \\ My = 5744,34 KN.m \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.4. Vérification des contraintes du radier à l'ELS et ELU

		Sens x-x	Sens y-y	Vérification
ELU	σ_1 (KN/m ²)	159,61	113,62	CV
	σ_2 (KN/m ²)	71,96	111,26	CV
	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	137,69	113,03	CV
ELS	σ_1 (KN/m ²)	115,87	82,28	CV
	σ_2 (KN/m ²)	52,07	80,78	CV
	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	99,92	81,91	CV

Donc :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c) Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 137,69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 99,92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.2.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier

a.1. Détermination des efforts [2]

-Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x & (\text{appui de rive}). \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x & (\text{autre appui}). \end{cases}$$

Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } \begin{cases} M_{ax} = 0,5M_x \\ M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$$

-Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_a = 0,5M_0 \quad \text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2. Valeur de la pression sous radier**ELU:**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 137,69kN/m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 99,92kN/m$$

a.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU

On a le rapport des panneaux

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{6,00}{7,50} = 0,8 < 1,00 \quad \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_u kN/m	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	$M_{ax}=M_{ay}$ KN.m
	0,056	0,595	137,69	277,58	208,19	165,16	123,87	138,79

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_{ser} kN/m	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	$M_{ax}=M_{ay}$ KN.m
	0,056	0,595	99,92	201,44	151,08	119,86	89,89	100,72

a.5.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

On a :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=60\text{cm}$
 $d=0,9h=54\text{cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.7.Ferrailage des panneaux du radier

	Travée		Appuis	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M_u (KN.m)	208.19	123.87	138.79	
μ	0,05	0,029	0,034	
α	0,064	0,037	0,043	
Z (cm)	52,62	53,20	53,07	
A_s^{cal}(cm²)	11,37	6,69	7,52	
Choix	6T16	6T14	6T14	
A_s^{adp}(cm²)	12,07	9,24	9,24	
S_t (cm)	20	20	20	

a.6.Vérification de la section d’acier selon “BAEL91modifié 99”

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \dots\dots\dots [1]$$

$$\text{Travée} \begin{cases} \text{Sens (x - x)} & A_s = 10,06\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 8,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Sens (y - y)} & A_s = 9,24\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 8,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} \text{Sens (x - x)} & A_s = 9,24\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 8,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Sens (y - y)} & A_s = 9,24\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 8,15\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

a.7.Vérification à l’E.L.S

Position de l’axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; d=67,5\text{cm} ; h=70\text{cm} ; n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; A'_s=0 ; \eta = 1.6$$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.8. Vérification à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	151.08	10,06	12,84	521408,76	3,72	237,57	CV
	y-y	89.98	9,24	12,36	626634,87	1,77	118,77	CV
Appuis	x-x	100.72	9,24	12,36	626634,87	1,99	132,94	CV
	y-y							

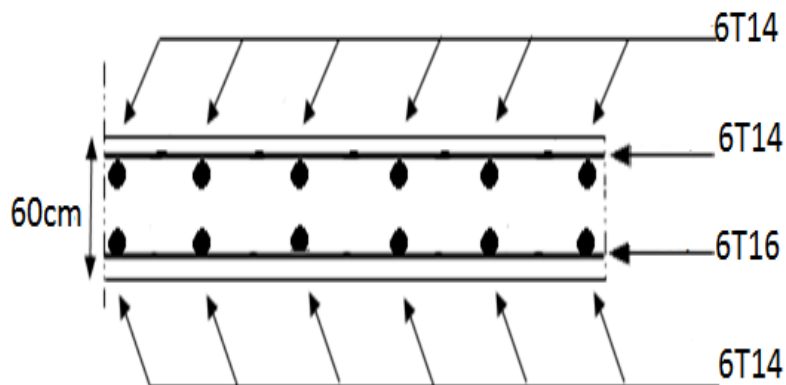


Figure VI.5. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.

b) Ferrailage des nervures

b.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{sens(x - x) : } \begin{cases} M_0 = 619,61 \text{ KN.m} \\ M_t = 526,67 \text{ KN.m} \\ M_a = 309,81 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{sens(y - y) : } \begin{cases} M_0 = 968,13 \text{ KN.m} \\ M_t = 822,91 \text{ KN.m} \\ M_a = 484,07 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

b.2. Calcul des armatures

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_c=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=80\text{cm}$; $h=70\text{cm}$
 $d=0,9h=63\text{cm}$.

1) Sens x-x

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures suivant x-x

	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	526,67	309,81
μ	0,117	0,069
α	0,156	0,089
Z (cm)	59,07	60,76
A_s^{cal} (cm²)	25,62	14,65
Choix	6T20+6T16	6T20
A_s^{adp} (cm²)	30,93	18,86
S_t (cm)	20	15
A_t^{adp} (cm²)	6T8	
S_t (cm)	$\begin{cases} \text{Zone nodale} & = 15 \\ \text{Zone courante} & = 30 \end{cases}$	

b.3. Vérification de la section d’acier selon “BAEL91 modifié 99”

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \dots\dots\dots [1]$$

$$\begin{cases} \text{Travée} & A_s = 30,93\text{cm}^2 \geq, A_{\min} = 6,09\text{cm}^2 \dots\dots\text{CV} \\ \text{Appuis} & A_s = 16,09\text{cm}^2 \geq, A_{\min} = 6,09\text{cm}^2 \dots\dots\text{CV} \end{cases}$$

2)Sens y-y

Tableau VI.10.Ferrailage des nervures suivant y-y

	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	822,91	484,09
μ	0,182	0,108
α	0,253	0,143
Z (cm)	56,62	59,39
A_s^{cal}(cm²)	41,76	23,42
Choix	6T25+6T20	8T20
A_s^{adp}(cm²)	48,32	25,14
S_t (cm)	20	15
A_t^{adp}(cm²)	6T8	
S_t (cm)	$\begin{cases} \text{Zone nodale} & = 15 \\ \text{Zone courante} & = 30 \end{cases}$	

b.4.Vérification de la section d’acier selon “BAEL91modifié 99”

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \dots\dots\dots [1]$$

$$\begin{cases} \text{Travée} & A_s = 48,32\text{cm}^2 \geq, A_{\min} = 6,09\text{cm}^2 \dots\dots\text{CV} \\ \text{Appuis} & A_s = 25,14\text{cm}^2 \geq, A_{\min} = 6,09\text{cm}^2 \dots\dots\text{CV} \end{cases}$$

Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad [2]$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{et} \quad T_u = \frac{P_u L}{2}$$

Donc :

$$\tau_u = 1,02 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots CV$$

b.5.Vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie

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

Avec :

b=80cm ; d=63cm ; h=70cm ; n=15 ; c=c'=3cm ; A_s'=0 ; η = 1.6

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI.11.Vérification à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	382,20	30,93	21,85	1063795,15	7,85	221,77	CV
	y-y	595,50	48,32	25,92	1460926,88	10,57	226,72	CV
Appuis	x-x	224,82	16,09	16,71	650453,26	5,86	239,85	CV
	y-y	350,30	25,14	20,10	970567,97	7,25	232,26	CV

b.6.Armature de peau (BAEL 91 modifié 99)

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures

longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend $4\text{T14} = 6,16\text{ cm}^2$

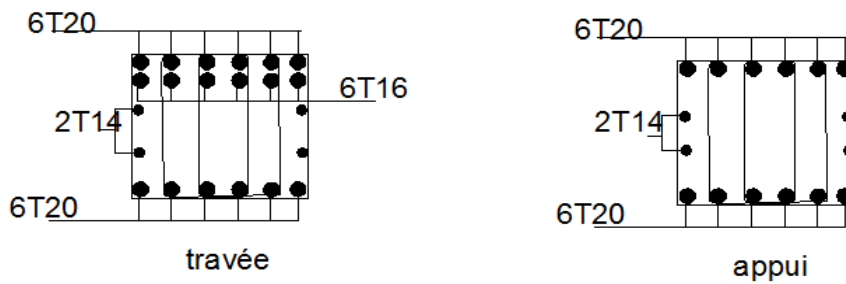


Figure VI.6. Ferrailage du panneau du radier sens x-x.

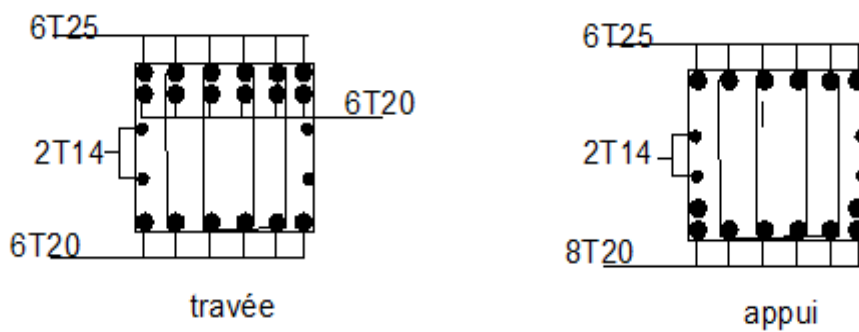


Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens y-y.

c) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.5\text{ m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m .

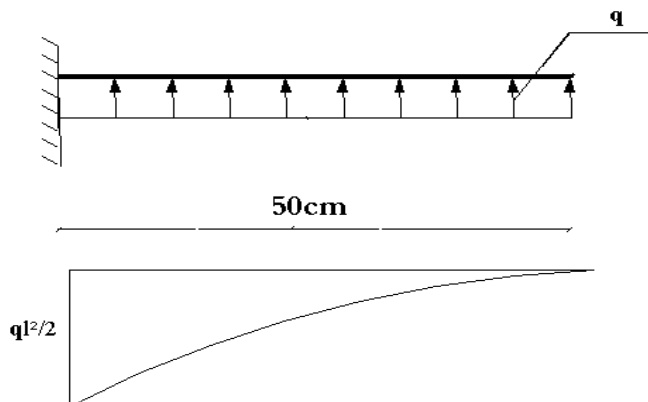


Figure VI.8. Diagramme des moments.

c.1.calcul les armateurs

$q_u=137,69\text{KN/ml}$; $b=100\text{cm}$; $h=70\text{cm}$; $d=63\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

TableauVI.12.Ferrailage de débord

	débord
M_u (KN.m)	17,21
μ	0,003
α	0,004
Z (cm)	62,9
A_s^{cal} (cm ²)	0,79
Choix	4T8
A_s^{adp} (cm ²)	2,01
S_t (cm)	30
A_t^{adp} (cm ²)	4T8
S_t (cm)	30

c.2.Vérification de la section d’acier selon “BAEL91modifié 99”

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \dots\dots\dots [1]$$

$$A_s = 1,13\text{cm}^2 \geq, A_{min} = 8,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CN V.}$$

Donc : $A_s = A_{min} = 8T12 = 9,05\text{cm}^2$; $S_t = 15\text{cm}$.

$A_t = 4T10 = 3,14\text{cm}$; $S_t = 25\text{cm}$.

c.3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad [2]$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{et} \quad T_u = \frac{P_u L}{2}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,06\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c.4.Vérification à l'E.L.S**Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie

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

Avec :

$$b=100\text{cm} ; d=63\text{cm} ; h=70\text{cm} ; n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; A_s'=0 ; \eta = 1.6$$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI.13.Vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
débord	12,49	9,05	11,79	410628,11	0,359	23,36	CV

c.5.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 1,4 \geq 0,062 & CV \\ 0,0014 \leq 0,0105 & CV \\ 1,4 \geq 0,4 & CV \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

d) Voile périphérique

Selon le règlement **RPA2003** les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

d.1. Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 20\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique).

d.2. ferrailage

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

d.2.1. Armatures verticales

On a :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} \dots\dots\dots [1]$$

Donc:

$$A_v = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}$$

On prend:

$$A_v = 5T10\text{cm}^2$$

L'espacement $S_t = 25\text{ cm}$

d.2.2 Armatures horizontales

$$A_h = 5T10\text{cm}^2$$

L'espacement : $S_t = 25\text{ cm}$

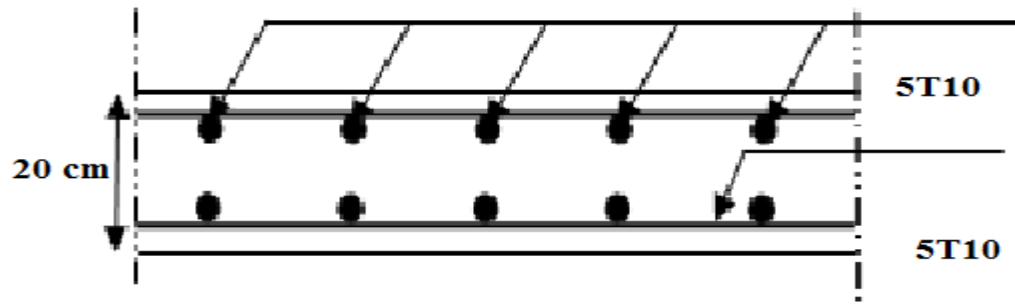


Figure VI.9. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

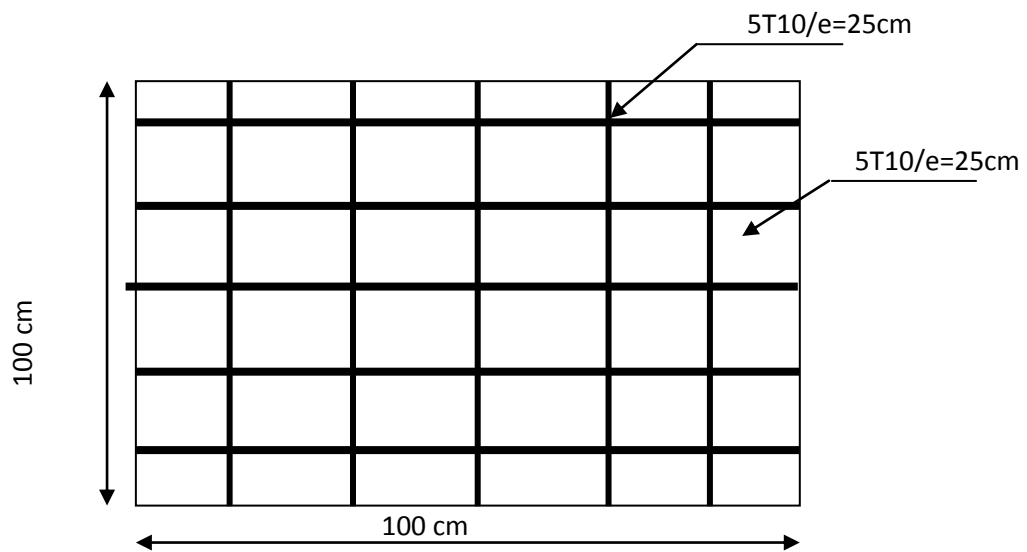


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

)] L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **SAP 2000 versions 14**.

Grâce au logiciel SAP2000, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

)] Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.

)] La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

)] Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Références et Bibliographique

Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003

BAEL 91 Modifié 99

Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA 93)

Formulaire du béton armé 1 ---VICTOR DAVIDOVICI

Etude des structure en béton --- Jean-Marie Husson

calcul pratique des fondations et des soutènements ---A.Bouafia.

Conception et calcul des structures de bâtiment ---Henry Thonier.

Organigramme-1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Situation durable

$$b=1,5$$

$$s=1,15$$

Situation accidentelle

$$b=1,15$$

$$s=1$$

Les données caractéristiques
du béton et d'acier

$$b_c = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot b_c}$$

es

$$R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot es}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot R \cdot (1 - 0,4 \cdot R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d(1 - 0,4r)$$

Oui

$\mu \leq 0,186$

Non

$$s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$v_s = 3,50/100 \left[\frac{1-r}{r} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot s)$$

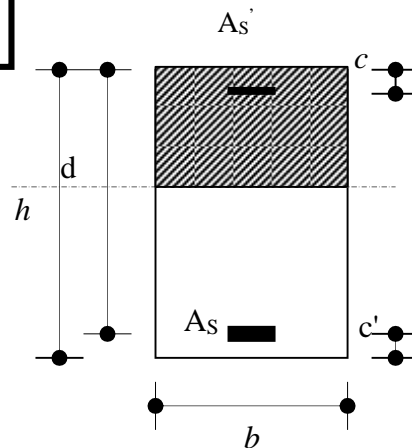
$$s = (3,5 \cdot 10^{-3} + es) \cdot [(d-c')/d] - es$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot R$$

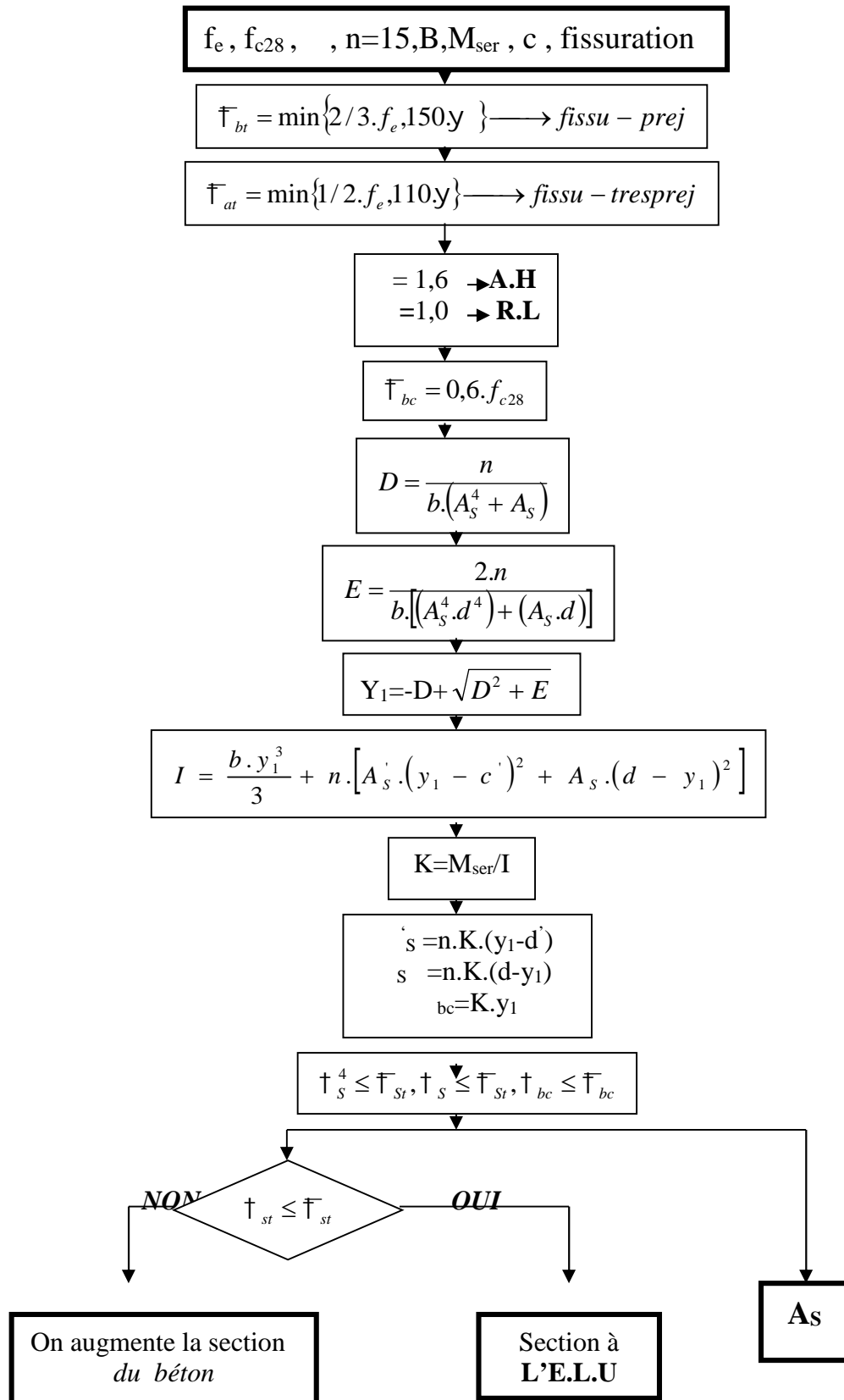
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot s']$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / s}$$



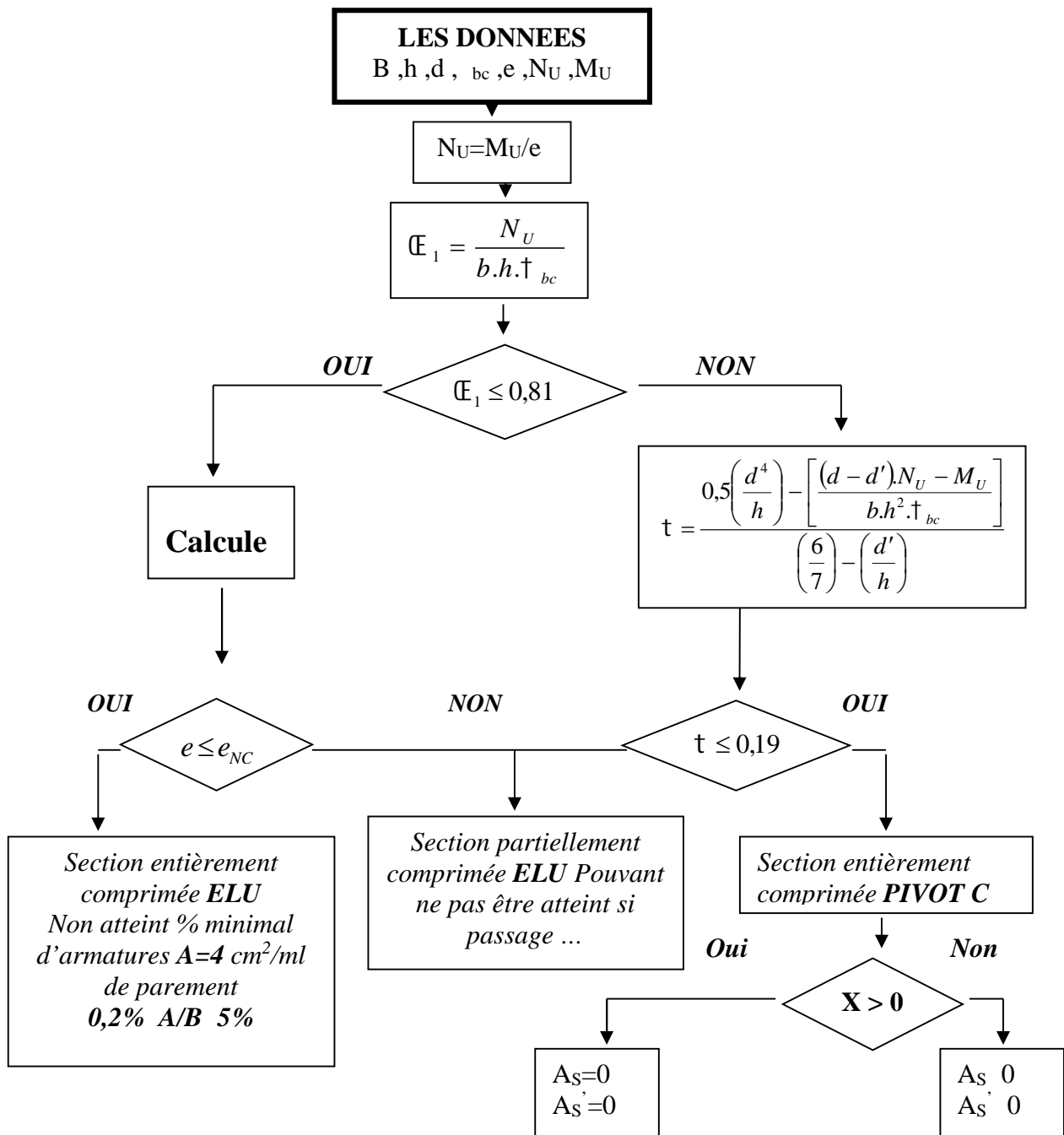
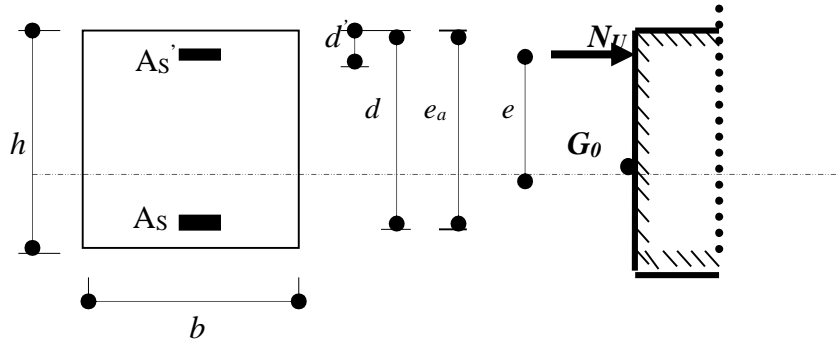
Organigramme-2-

Vérification d'une section rectangulaire a l'E.L.U



Organigramme-3-

Calcul d'une section rectangulaire l'E.L.U en flexion composée



Organigramme-4-

Flexion composée à E.L.S

