

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie civil et hydraulique

N° : /2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie civil

SPECIALITE : Structure

Thème

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en
R+14 .***

Présenté Par : Bouamli Kaouter

Djeghiour Khadidja

Encadré Par : Bouzerira Cherif

Date de soutenance : / /2022

Jury de Soutenance

Président : Hemimed Ismail **Grade** MCB **Univ MSB jijel**

Encadreur : Bouzerira Cherif **Grade** Professeur **Univ MSB jijel**

Examineur : Hamaidia Achref **Grade** MCB **Univ MSB jijel**

Promotion :2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'étude.

*Je tenais à remercier tout particulièrement Dr. **BOUZRIRA** **CHRIFE** d'avoir accepté mon encadrement.*

Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.

Je lui exprimé ma haute gratitude de m'avoir donné des conseils et des directives nécessaires pour l'accomplissement de ce modeste travail.

Je remercié également tous les ami (es) ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Kaouter et khadidja



Dédicaces

À ma mère

« Tu m'a donné la vie, la tendresse, et le courage pour réussir, tout ce que je peut t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte

En témoignage je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour L'affection dont tu m'a toujours entourée »

À mon père

« L'épaule solide, l'œil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »

Mes frères et mes sœurs, Radouane, Kamel, Sabrina, Fatima, Medjda, Et toute ma famille

A mon binôme « Khadîdja ». Qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps.

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à

achever ce travail.

A toutes mes collègues de master 2 structure.

A toute la promotion de Génie Civil 2022/2023.

Tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

BOUAMLI KAOUTER



Merci à tous.



Dédicaces

je remercie Allah de m'avoir donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

À ma chère maman que Dieu a mis le paradis sous ses pieds, à celle qui m'a donné la vie , Cette miracle femme qu'Allah lui préserve en bonne santé .

À celui dont l'affiliation et son soutien me rendent fière. À celui qui m'a mis sous son regard attentif durant tout mon parcours scolaire pour parvenir à atteindre cette fameuse étape . Ça c'est l'une des vertus d'un père qui soucis de voir sa progéniture accède aux rangs des grands.

Vraisemblablement, les mots me manquent pour exprimer tout mon amour merci et mille mercis pour le soutien et l'encouragement que vous m'avez donné durant tout mon parcours scolaire. Aucun mot ne peut exprimer mon amour , ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. Et laissez moi vous dire que si je suis arrivée là s'est bien grâce à vous . Vous avez souffert pour faire de moi ce que je suis devenue aujourd'hui.

A mes frères que j 'adore rabah, yakoub, moussab, mohamed el amine et à mes sœurs aussi, asma et oum Kaltoum , je tiens à vous remercier pour tout ce que vous avez fait pour moi , que Dieu nous grade toujours unis .

. À tous ceux que le destin a voulu me réunir avec eux durant mes études. À toute personne.

ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail.

A toutes mes collègues de master 2 structure.

A toute la promotion de Génie Civil 2021/2022. Un grand merci vous souhaite un avenir plein de réussite et de succès.



KHADIDJA

Sommaire

Introduction générale.

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation du projet :	1
I.3. Caractéristiques géométriques :	1
I.4. Les Données du site :	1
I.5. Règlements et norms utilisés :	2
I.6. Conception de la structure :	2
I.7. Préseindication générale sur les règles de BAEL	5
I.8. Caractéristiques des matériaux :	7
I.8.1. Introduction :	4
I.8.2. Le béton :	7
I.8.3. L'acier :	7
I.9. Actions et sollicitations :	11

CHAPITRE II : Prédimensionnement et Evaluation et la Descente des charges

II.1. Introduction :	15
II.2. : Pré dimensionnement des plancher	15
II.2.1. Introduction:	15
II.2.2. plancher a corps creux :	16
II.3. Pré dimensionnement des poutrelles :	17
II.4. Pré dimensionnement du Balcon :	17
II.5. Pré dimensionnement des Voiles :	18
II.6. Pré dimensionnement des Escaliers :	20
II.7. Pré dimensionnement des poutres :	21
II.8. Pré dimensionnement des poteaux :	23
II.9. Descente des charges et évaluation des charges et surcharges	24
II.9.1. Evaluation des charges et surcharges	24
II.10. Descente des charges	27

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction :	40
III.2. L'acrotère :	40
III.2.1. Introduction :	40
III.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère :	40
III.2.3. Evaluation des charges :	41
III.2.4. Evaluation des sollicitations :	42
III.2.5. Les sollicitations majorées :	44
III.2.6. Ferrailage de l'acrotère :	44
III.3. Les planchers :	48
III.3.1. Introduction :	48
III.3.2. Planchers à corps creux :	48
III.3.3. la dalle de compression :	81
III.4. Les balcons :	82
III.4.1. Introduction :	82
III.4.4. Ferrailage :	84
III.5. Les escaliers :	94
III.5.1. Définition :	94
III.5.2. Calcul des escaliers :	94
III.6. Conclusion :	105

CHAPITRE IV : Etude dynamique.

IV.1. Introduction :	106
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :	106
IV.3. Choix de la méthode de calcul :	106
IV.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :	106
IV.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :	107
V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :	108
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :	108
IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :	108

IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :	112
IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :	113
IV.5.2. Modélisation de la structure :	113
IV.6. Etape de modélisation :	115
IV.7. La propension de disposition des voiles :	115
IV.8. Période fondamentale théorique :	118
IV.9. Disposition des voiles :	118
IV.10. Poids total de la structure :	119
IV.11. Vérifications réglementaire :	120
IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	120
IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :	120
IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :	121
IV.13. Vérification de l'effort sismique :	122
IV.14. Modélisation par brochette :	123
IV.14.1. Par la méthode statique équivalent :	124
IV.14.2. Par la méthode dynamique :	129
IV.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :	134
IV.16. Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	135
IV.17. Justification de la stabilité au renversement :	137
IV.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :	137
IV.19. Conclusion :	137

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux .

V.1. Introduction :	138
V.2. Ferrailage des portiques :	138
V.2.1. Ferrailage des poutres :	138
V.2.2. Ferrailage des poteaux :	146
V.3. Les voiles :	153
V.3.1. Introduction :	153
V.3.2. Calcul du ferrailage vertical:	155
V.3.3. Etude des sections :	155
V.3.4. Ferrailage des voiles :	157

V.3.5. Ferrailage des voiles d'ascenseur :	162
V.4. Conclusion :	167
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure .	
VI.1. Introduction :	168
VI.2. Différents types des fondations :	168
VI.3. Choix du type de fondations :	168
VI.3.1 Semelle isole :	168
VI.3.2 La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS.....	170
VI.4. Radier général :	170
VI.4.1 Introduction :	170
VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :	171
VI.5. Ferrailage du radier :	176
VI.5.1. Dalle du radier :	176
VI.6. Etude de débord du radier :	179
VI.6.1. Etude de débord du radier :	179
VI.7. Calcul des nervures :	180
VI.7.1. Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:	180
VI.7.2. Démarches de modélisation de notre radier :	180
VI.7.3. Ferrailage longitudinal :	181
VI.8. Etude du voile périphérique	184
VI.8. 1. Dimensionnement du voile	185
VI.8. 2. Calcul de la poussée de terre	185
VI.8. 3. Calcul de la poussée due aux surcharges	185
VI.8. 4. Méthode de calcul	186
VI.9. conclusion :	189
Conclusion générale .	

Liste des Tableaux

CHAPITRE I :

Tableau I.1. Valeurs de limite d'élasticité garantie Fe.	12
---	----

CHAPITRE II :

Tableau II.1.Évaluation des charges au plancher terrasse inaccessible (corp creux)	24
Tableau II.2. Evaluation des charges au plancher étage courant (corp creux)..	25
Tableau II.3. Evaluation des charges aux mur extérieurs.	25
Tableau II.4 . Evaluation des charges aux cloisons à double parois	25
Tableau IV.5. Evaluation des charges au balcon.....	26
Tableau IV.6. Evaluation des charges au paillasse avec 32.52°.....	26
Tableau IV.7. Evaluation des charges au palier	26
Tableau IV.8. Descente de charge du poteau de rive..	30
Tableau IV.9. Descente de charge du poteau centrale.....	33
Tableau IV.10. Dimensionnement de la section du poteau	39

CHAPITRE III :

Tableau III.1. évaluation des sollicitations.....	42
Tableau III.2. Charges supportées par les poutrelles.....	55
Tableau III.3. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 1).	55
Tableau III.4.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type1)....	56
Tableau III.5. Résultat de Calcul de ferrailage (type 1).	58
Tableau III.6. Vérifications à l'ELS plancher terrasse (type1)..	59
Tableau III.7. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 2)	60
Tableau III.8. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 2)..	61
Tableau III.9 .Résultat de Calcul de ferrailage plancher terrasse (type 2)..	63
Tableau III.10.Vérifications à l'ELS plancher terrasse (type2)..	64
Tableau III.11. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 1)..	66
Tableau III.12. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 1)..	67
Tableau III.13. Calcul de ferrailage plancher étage (type 1).	68
Tableau III.14. Vérification à l'ELS plancher étage (type1)..	70
Tableau III.15. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 2).....	71
Tableau III.16. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 2)..	72
Tableau III.17. Calcul de ferrailage plancher étage (type 2)..	73

Tableau III.18. Vérification à l'ELS plancher étage (type2).....	75
Tableau III.19. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS étage (type 3).....	75
Tableau III.20. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 3)...	76
Tableau III.21. Résultat de Calcul de ferrailage plancher étage (type 3)..	78
Tableau III.22. Vérification à l'ELS plancher étage (type3).....	79
Tableau III.23. Type des charges à L'ELU..	83
Tableau III.24. Les résultats des efforts à l'E.L.U....	83
Tableau III.25. Type des charges à L'ELS.....	83
Tableau III.26. Les résultats des efforts à l'ELS...	83
Tableau III.27. Résultats de ferrailage..	85
Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS du balcon.....	86
Tableau III.29. Ferrailage à l'ELU du balcon.....	88
Tableau III.30. Type des charges à L'ELU...	89
Tableau III.31. Les résultats des efforts à l'E.L.U..	89
Tableau III.32. Type des charges à L'ELS.....	90
Tableau III.33. Résultats de ferrailage de balcon type2.....	91
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type2.....	92
Tableau III.35. Ferrailages à l'ELS du balcon type2.....	93
Tableau III.36. Combinaison des charges...	94
Tableau III.37. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	95
Tableau III.38. Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	95
Tableau III.39. Les Résultats du calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	96
Tableau III.40. Vérification des contraintes de béton à ELS.....	96
Tableau III.41. Déférent coefficient pour le calcul de la flèche..	98
Tableau III.42. Résultat de calcule Fgi et Ifgv.	98
Tableau III.43. La flèche due à G et Q.....	99
Tableau III.44. La flèche due à J.....	99
Tableau III.45. Résultats de calcul du ferrailage de poutre palier.....	101
Tableau III.46. Vérification des contraintes de béton à ELS.....	102

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone A..	109
Tableau IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.	109
Tableau IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.	111
Tableau IV.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.	111
Tableau IV.5. Valeurs de ξ (%).	112
Tableau IV.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.	115
Tableau IV.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.	116
Tableau IV.8. Période fondamentale de la structure.	118
Tableau IV.9. Poids de chaque étage.	120
Tableau IV.10. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accident..	121
Tableau IV.11. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.	121
Tableau IV.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.	125
Tableau IV.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.	125
Tableau IV.14. La distribution de l'effort tranchant suivant X.	127
Tableau IV.15. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.	127
Tableau IV.16. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X	129
Tableau IV.17. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y	130
Tableau IV.18. La distribution de l'effort tranchant suivant X	132
Tableau IV.19. La distribution de l'effort tranchant suivant Y	132
Tableau IV.20. Vérification des déplacements.	134
Tableau IV.21. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X.	136
Tableau IV.22. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y.	136
Tableau IV.23. Vérification de la stabilité au renversement.	137
Tableau IV.24. Vérification de L'effort normal réduit.	137

CHAPITRE V :

Tableau V.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinales.	139
Tableau V.2. Vérification du ferrailage des poutres longitudinales.	140
Tableau V.3. Calcul du ferrailage des poutres transversales.	143
Tableau V.4. Vérification du ferrailage des poutres transversal.	143
Tableau V.5. Les sollicitations dues aux poteaux.	148
Tableau V.6. Calcul du ferrailage des poteaux.	148
Tableau V.7. Vérification de ferrailage des poteaux	148
Tableau V.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.	149

Tableau V.9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A...	149
Tableau V.10. Calcul les armatures transversales des poteaux.	150
Tableau V.11. Longueur de recouvrement poteaux..	156
Tableau V.12. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.	156
Tableau V.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.....	159
Tableau V.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal.....	160
Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.	160
Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.	161
Tableau V.17. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.	162
Tableau V.18. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.	162
Tableau V.19. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile d'ascenseur.	163
Tableau V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur.....	163
Tableau V.21. Ferrailage horizontal des voiles d'ascenseur..	164

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1. Les surfaces des semelles isolées.	139
Tableau VI.2 . Les surfaces des semelles filantes.	140
Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$.	145
Tableau VI.4. Calcul des contraintes.....	146
Tableau VI.5. Vérification de la compression sous $G+Q+E$...	146
Tableau VI.6. Les sollicitations à l'ELU.....	147
Tableau VI.7. Les sollicitations à l'ELS.	147
Tableau VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	147
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	148
Tableau.VI.10. Calcul de ferrailage ELS.....	149
Tableau VI.11 . Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU..	151
Tableau VI.12. Vérification à l'ELS..	152
Tableau VI.13. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	152
Tableau VI.14. Sollicitations à l'ELU et l'ELS.....	188
Tableau VI.15. Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	188
Tableau VI.16. Vérification à l'ELS.....	207
Tableau VI.17. Calcul des armatures à l'ELS.....	208

Liste des Figures

CHAPITRE :

Figure I.1: Plancher a corps creux.....	2
Figure I.2: Coupe transversale du mur extérieur.....	3
Figure I.3: Diagramme des déformations limites (ELU) de la section règle des trois	6
Figure I.4: Diagramme parabole- rectangle des Contraintes -Déformations du béton.....	10
Figure I.5: Diagramme linéaire de contrainte-déformation	11
Figure I.6: Diagramme de contrainte- déformation de l'acier	13

CHAPITRE II :

Figure II.1. Les dimensions du plancher le plus sollicité.	15
Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	16
Figure II.3. Dimensionnement de la poutrelle.	17
Figure II.4. Coupe longitudinale de balcon type 1	17
Figure II.5. coupe transversale de balcon type 1.	18
Figure II.6. Coupe en élévation et en plan de voile	19
Figure II.7. Vue en 3D de l'escalier deux volée.	20
Figure II.8. Dimensionnement d'une poutre.	21
Figure II.9. Dimensionnement des poutres longitudinale et transversale	23
Figure II.10. dimensionnement des poteaux	23
Figure II.11. poteaux de rive	27
Figure II.12. poteaux centrale	30

CHAPITRE III :

Figure III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.	40
Figure III.2. Coupes transversales de l'acrotère.	44
Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère	48
Figure III.4. Corps creux.	48
Figure III.5. La Section de la poutrelle.....	52
Figure III.6. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse (type1).	55
Figure III.7. Coupe de section rectangulaire et section en T.	57
Figure III.8. Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse (Type 1)..	60
Figure III.9. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse (type2..	60
Figure III.10. Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse (Type 2)... ..	65
Figure III.11. Schéma statique de poutrelle plancher étage (type1).....	65
Figure III.12. Coupe de section rectangulaire et section en T.	68

Figure III.13. Schéma statique de poutrelle plancher étage (type2).....	70
Figure III.14. Schéma statique de poutrelle plancher étage (type3).....	75
Figure III.15. Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type 1).....	80
Figure III.16. Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type 2).....	80
Figure III.17. Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type 3).....	80
Figure III.18. Disposition des armatures de la dalle de compression.....	82
Figure.III.19 : Dimensions du Balcon type 1.....	82
Figure III.20. Ferrailage du balcon encastré sur deux coté... ..	87
Figure III.21. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.....	87
Figure III.22. . Dimensions du Balcon type 2.....	88
Figure III.23. Ferrailage du balcon encastré sur trois coté... ..	93
Figure III.24. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.	93
Figure III.25. Schéma statique de l'escalier	94
Figure III.26. Distribution des charges	94
Figure III.27. La charge équivalente.	94
Figure III.28. Poutre palière.	100
Figure III.29. La charge sur la poutre palière à ELU	100
Figure III.30. La charge sur la poutre palière à ELS	100
Figure III. 31. Section creuse.....	103
Figure III.32. Ferrailage de la poutre palière.....	105
Figure. III.33. Ferrailage de l'escalier.....	105

CHAPITRE IV :

Figure IV.1. Diagramme de spectre en fonction de site par RPA	112
Figure IV.2 . Le spectre de réponse.....	113
Figure IV.3. Modélisation de la structure de tour par ETABS.....	114
Figure IV.4 . Mode 1 ; T= 1.0315 sec.	116
Figure IV.5. Mode 2 ; T= 0.694 sec.	117
Figure IV.6. Mode 3 ; T= 0.595 sec.	117
Figure IV.7. Disposition des voiles.	119
Figure IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	126
Figure IV.9. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.....	128
Figure IV.10. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	131
Figure IV.11. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.....	133
Figure IV.12. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y.. ..	135

CHAPITRE V :

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres longitudinale et transversale.....	146
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux 55x55	151
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux 50x50.....	152
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux 45x45.....	152
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux 40x40.....	152
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux 35x35.....	153
Figure V.7. Section transversale de voile	154
Figure V.8. Section partiellement comprimée.....	156
Figure V.9. Section entièrement tendue	156
Figure V.10. Vue en plan des voiles existants.....	157
Figure V.11. Shéma de Ferrailage Vx7 et Vx9.	164
Figure V.12. Schéma de Ferrailage Vx8 et Vx10.	164
Figure V.13. Schéma de Ferrailage Vx11 et Vx13.	165
Figure V.14. Schéma de Ferrailage voile Vy1 et Vy4.	165
Figure V.15. Schéma de Ferrailage voile Vy2 et Vy5.	165
Figure V.16. Schéma de Ferrailage voile Vy15 et Vy16 et Vy17 et Vy18.....	166
Figure V.17. Schéma de Ferrailage voile d'ascenseur Vx22	166
Figure V.18. Schéma de Ferrailage voile d'ascenseur Vx23	166
Figure V.19. Schéma de Ferrailage voile d'ascenseurVy19	167
Figure V.20. Schéma de Ferrailage voile d'ascenseurVy20 et Vy21	167

CHAPITRE VI :

Figure VI.1. Semelle isolée	168
Figure VI.2. Semelle filante	170
Figure VI.3. Dimension du radier.....	172
Figure VI.4 .Schéma du radier par SOCOTEC	177
Figure VI.5. Schéma du débord.....	179
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du débord de radier.....	180
Figure VI.7. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 16.	181
Figure VI.8. Ferrailage des nervures (sur appuis)	184
Figure VI.9. Ferrailage des nervures (en travée).....	184
Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique	189

Notations

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} et **f_{t28}** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élancement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R +14

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux et l'évaluation des charges.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel **ETABS 9.7**.
- ✓ Le cinquième chapitre s'adresse au calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 9.7**.
- ✓ Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du projet :

L'objectif de ce PFE qu'on a en train de faire consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+14) en béton armé ; dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Cet ouvrage, sera implanté à la wilaya de Jijel classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (**Zone II**).

I.3. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ❖ Hauteur totale avec l'acrotère : **46.5 m**
- ❖ Hauteur totale sans l'acrotère : **45.9 m**
- ❖ Longueur en plan : **23.70 m**
- ❖ Largeur en plan : **23.20 m**
- ❖ Hauteur de l'RDC : **3,06 m**
- ❖ Hauteur d'étage courant : **3,06 m**
- ❖ Hauteur de l'acrotère : **0.6 m**

I.4. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99/version 2003 comme suit :

- Une zone de sismicité élevée (zone II).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=1.8$ bars.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ **RPA 99**/version 2003.
- ✓ **CBA 93** (Code du béton armé).
- ✓ **DTR BC 2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ **BAEL 91** modifié99.

I.6. Conception de la structure :

➤ Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure mixte avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations.

➤ Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation. Ils sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. On à opter pour deux types de plancher :

- ✚ Plancher à corps creux pour tous les niveaux.
- ✚ Plancher à dalle pleine pour les balcons et paliers d'escalier.

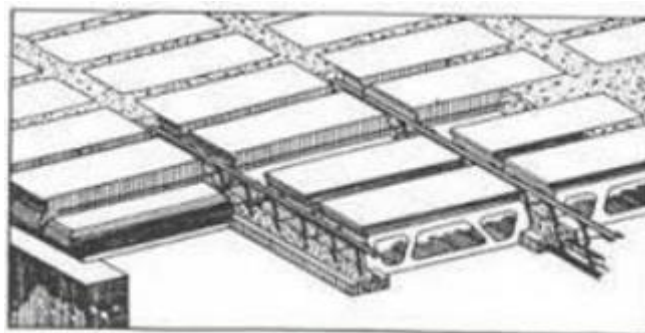


Figure.I.1 : Plancher a corps creux.

➤ Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est une brique creuse, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- ✚ **Les murs extérieurs :** réaliser en double paroi par une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur 5 cm d'âme d'air et une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

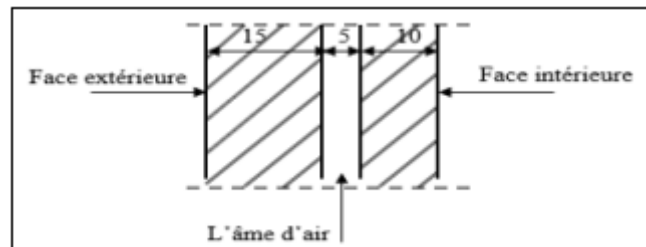


Figure.I.2 : Coupe transversale du mur extérieur.

- ✚ **Les murs intérieurs :** pour la séparation interne, on à opter pour des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, et pour la séparation des appartements entre eux, on à opter pour des murs à double paroi (15 + 5 + 10).

➤ Les escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages. Notre structure comporte un type d'escaliers :

- ✚ Escalier à deux volées.

➤ Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

➤ Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

➤ **Terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

➤ **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

➤ **Les façades :**

Les façades sont réalisées en cloisons par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtre à certains endroits.

➤ **Isolation :**

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

➤ **Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

➤ **L'infrastructure :**

Fondation superficielle réalisée en béton armé en assurant :

✚ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.

✚ Limitation des tassements différentiels.

✚ Encastrement de la structure dans le sol.

➤ **Voile :**

Un voile, comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur a une dimension. Largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan. Constituent également les éléments de transmission des charges verticales et horizontales.

➤ **Poteau :**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

➤ **Poutre :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL :

✚ Définition de l'état limite :

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

✚ Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armature et béton en raison de l'adhérence.

- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

Règle des trois pivots :

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A, B** ou **C**, définis par **la figure (1.2)** tel que :

A : correspond à un allongement de **10‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

B : correspond à un raccourcissement de **3,5‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de **2‰** du béton de la fibre située à $\frac{3}{7}h$ de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

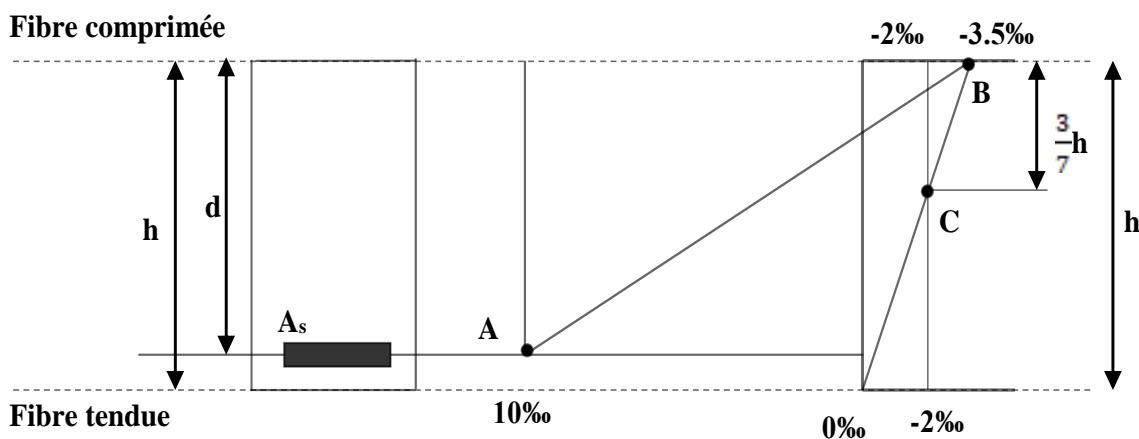


Figure.I.3 : Diagramme des déformations limites (ELU).

❖ Hypothèses de calcul à l'ELS :

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
4. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
5. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.8.1. Introduction :**

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions...etc.

I.8.2. Composants du béton :**❖ Le béton :**

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

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. la centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent Élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.8.2.1. Caractéristiques mécaniques du béton :**a) Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{c_j} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{c_j} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPA.}$$

pour $j > 28$ jour $f_{c_j} = 1,10 \times f_{c_{28}}$.

Pour notre étude on prend $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$.

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{t_j} , est définie conventionnellement par la relation : (BAEL91-A.21-12-)

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \text{ Pour : } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{t_j} = f_{c_j}^{2/3} \quad \text{Pour : } f_{c_j} > 60 \text{ MPa.}$$

Dans laquelle f_{t_j} et f_{c_j} sont exprimées en MPa.

✚ On aura donc pour : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.8.2.2. Modules de déformation longitudinale du béton :

❖ **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \times (f_{c_j})^{1/3}$; (E_{ij} et f_{c_j} en MPa).

Dans ce projet : $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

❖ **Déformations différées :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge. Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule : $E_{vj} = 3700 \times (f_{c_j})^{1/3}$; (E_{vj} et f_{c_j} en MPa).

Dans ce projet : $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

I.8.2.3. Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes

- $\nu = 0,2$ (ELS)
- $\nu = 0$ (ELU)

• I.8.2.4. Contraintes limites du béton :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

Contrainte à l'état limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow$ cas d'actions accidentelles

- θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1 \Rightarrow$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9 \Rightarrow$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85 \Rightarrow$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.16\text{MPa} \quad \text{cas courant .} \\ f_{bu} = 18.48\text{MPa} \quad \text{cas accidentelle .} \end{array} \right.$

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme :

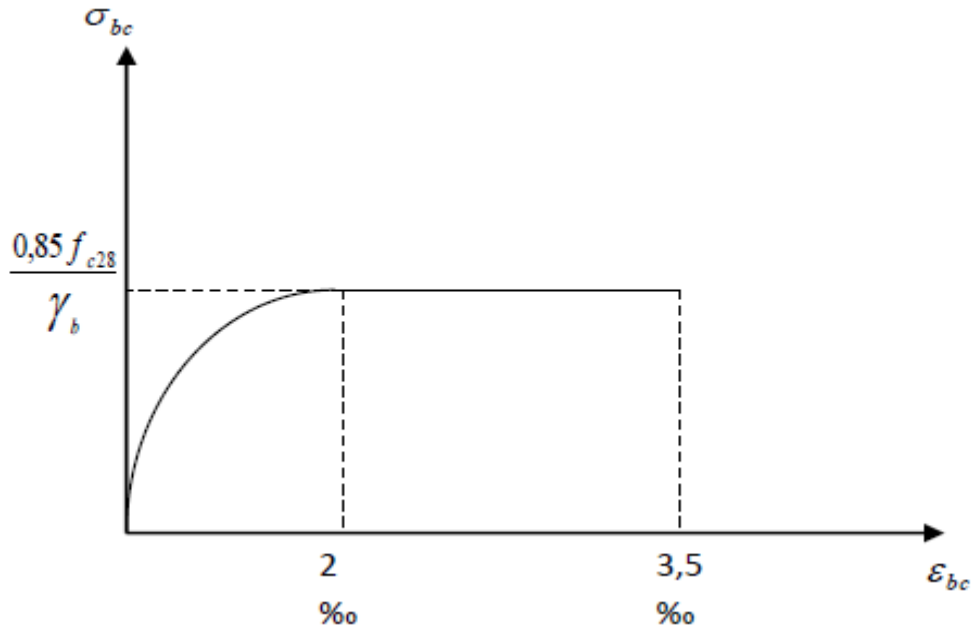


Figure.I.4 : Diagramme Parabole-rectangle.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

✚ Contrainte limite à l'état service :

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

par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

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

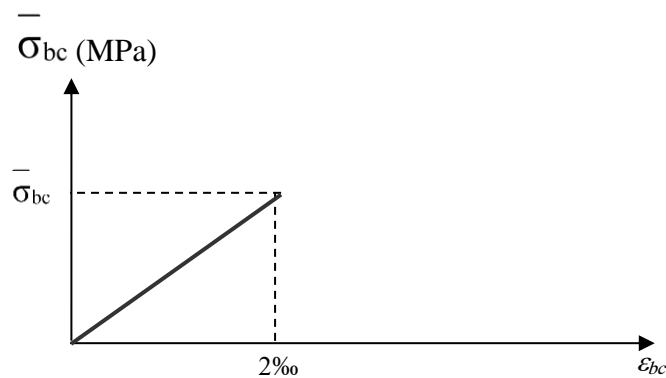


Figure.I.5 : Diagramme linéaire de contrainte-déformation.

❖ Contrainte limite de cisaillement :

Cette contrainte est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : Effort tranchant,

b_0 : Largeur de la section de béton considérée,

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas de fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} \times f_{28} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{28} ; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

I.8.3. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, ce matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.8.3.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

a) Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité Correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfile HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

Tableau I.1. Valeurs de limite d'élasticité garantie Fe.

✚ L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HAF_eE40** type1 (limite d'élasticité $f_e=400$ Mpa), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ($f_e=235$ Mpa).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5$ MPA

b) Diagramme contrainte-déformation :

1/ Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \longrightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1.00 \longrightarrow \text{action accidentelle.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier.}$$

2/ Contrainte limite de service :

- Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans Le béton.

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPA.}$$

Avec : η → Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1.00 & \text{pour les acier ronds lisses.} \\ \eta = 1.60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$

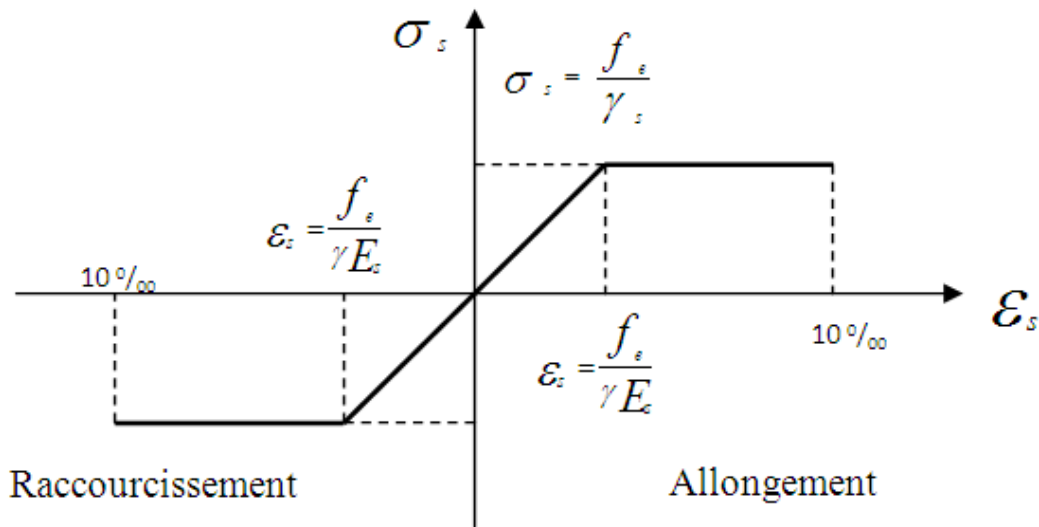


Figure I.6 : Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.

I.9. Actions et sollicitations :

a) Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- **E** : Action accidentelle (séisme).

b) Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ Sollicitations de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

- **À l'état limite ultime (ELU).**
 - $1,35.G + 1,5.Q$.
- **À l'état Limite de Service (ELS).**
 - $G + Q$

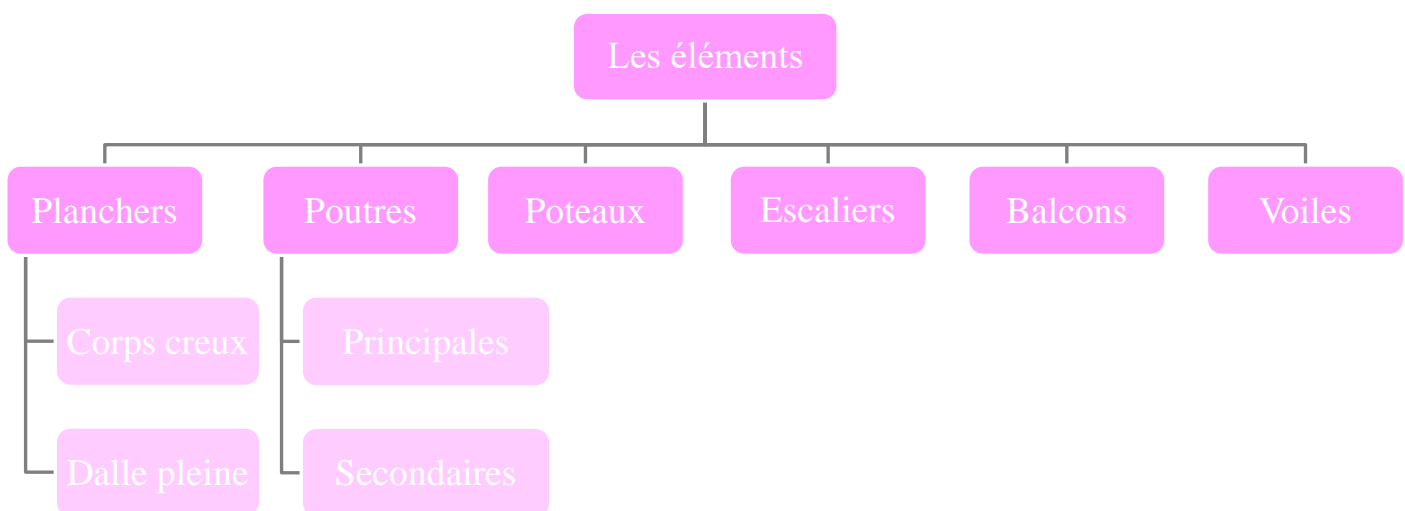
Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003 :

- $G + Q + E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q + 1.2$

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : **BAEL91, RPA99 /version 2003.**

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.



II.2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte deux types des planchers :

- ↳ Corps creux pour les étages, RDC.
- ↳ Dalle pleine pour les balcons.

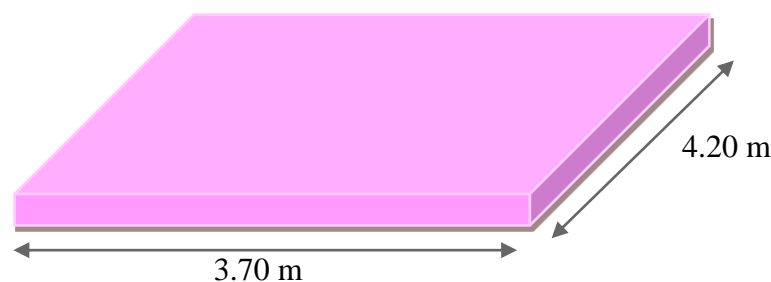


Figure.II.1 : Les dimensions du plancher le plus sollicité.

II.2.2. Plancher à corps creux :

II.2.2.1. Introduction :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux), avec une table de compression.

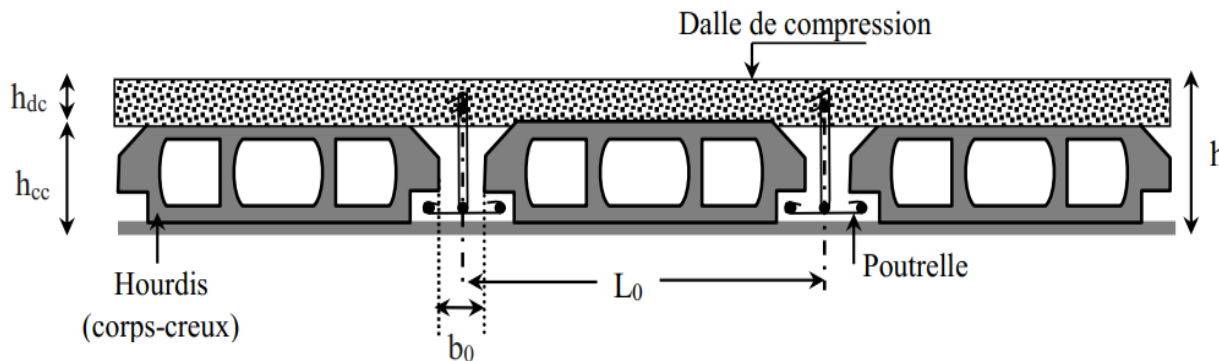


Figure.II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.
- h : hauteur total du plancher.

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 4 appuis, on adopte dans notre projet des planchers à corps creux. On déduira l'épaisseur des planchers à partir de la condition ci-après

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec : l_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus

Donc on a : $L = 3.70 \text{ m}$

➤ M_t : le moment en travée : $M_t \geq 0,75 M_0$.

➤ M_0 : le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} L ; \frac{L_x}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times 0.75 \times 3.70 ; \frac{370}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \{ 18.5 ; 16.4 \}$$

On adopte : **h= 20 cm**

On utilise un plancher à corps creux de type **(16 + 4) cm**

→ 16 cm pour la hauteur du corps creux,

→ 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

II.3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

On a : $b_0 = \{8 \rightarrow 14\}$, On prend $b_0 = 10\text{cm}$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$
- $b_1 \leq \frac{L_{\text{Hourdi}}}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5\text{cm}$
- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$

On prend : **$b_1 = 27.5\text{cm}$**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65\text{cm}$$

Donc : **$b=65 \text{ cm}$**

Le calcul sera pour les deux éléments :

- ↳ Poutrelles.
- ↳ La dalle de compression.

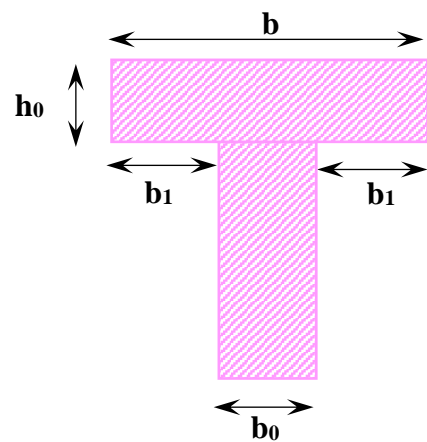


Figure.II.3 : Dimensionnement de la poutrelle.

II.4. Pré dimensionnement du Balcon :

II.4.1. Introduction :

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur 1 ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés :

- ✓ Balcons encastrés sur deux côtés
- ✓ Balcons encastrés sur trois côtés

III.4.2. Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres,

➤ **Type 1 : balcons encastrés sur trois cotés :**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

L : la largeur du plus grand balcon : $L= 1.40 \text{ m}$

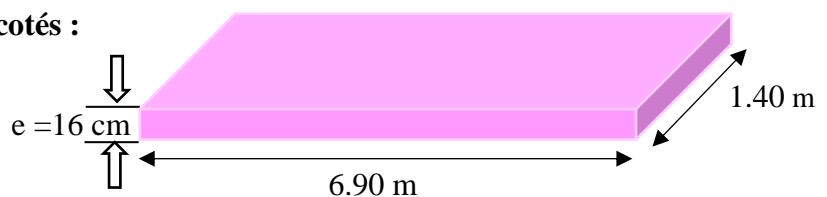


Figure.II.4 : Coupe longitudinale de balcon type 1.

On obtient : $\frac{140}{15} \leq e \leq \frac{140}{20} + 7$

$9.33 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}$

On prend : **e = 16 cm**

➤ **Type 2 : balcons encastrés sur deux côtés :**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

L : la largeur du plus grand balcon : L=1.5 m

On obtient : $\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7$

$10 \text{ cm} \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$

On prend : **e = 16 cm**

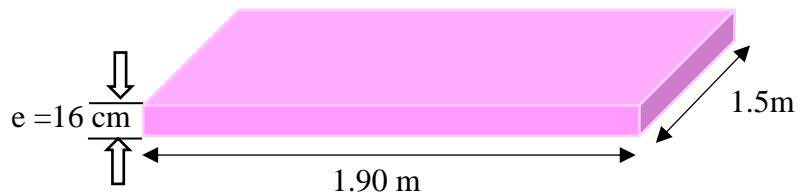


Figure.II.5 : Coupe transversale de balcon type 2.

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme et vent**) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition (**L ≥ 4e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

$\left\{ \begin{array}{l} e : \text{épaisseur du voile} \\ L : \text{portée du voile} \\ h_e : \text{hauteur du voile} \end{array} \right.$

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de **15 cm** ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités.

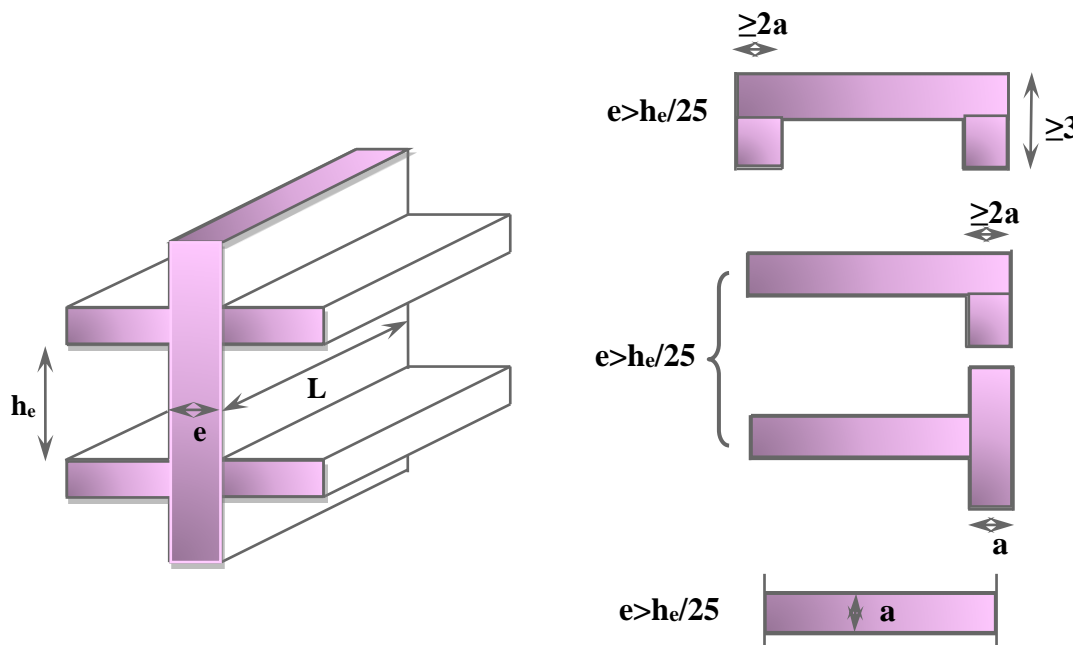


Figure.II.6 : Coupe en élévation et en plan de voile.

➤ Vérification selon RPA :

a. Pour RDC jusqu'au 14^{ème} étage

✚ A partir de la hauteur $h_e = 3.06$ m et la rigidité aux extrémités on a :

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} ; 15\text{cm} \right)$$

$$e \geq \text{Max} (15.30 ; 13.90 ; 12.24 ; 15)$$

- Vérification de la condition $L \geq 4e$:

Pour notre projet la petite longueur du voile est $L = 2.60$ m

$$L_{\min} = 260 \text{ cm} \geq 4e = 80 \text{ cm.}$$

Donc On adopte $e = 20$

II.6. Les escaliers :

II.6.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place.

✚ Pour notre cas, on a principalement un type d'escalier avec deux volées identiques.

II.6.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place ; Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL

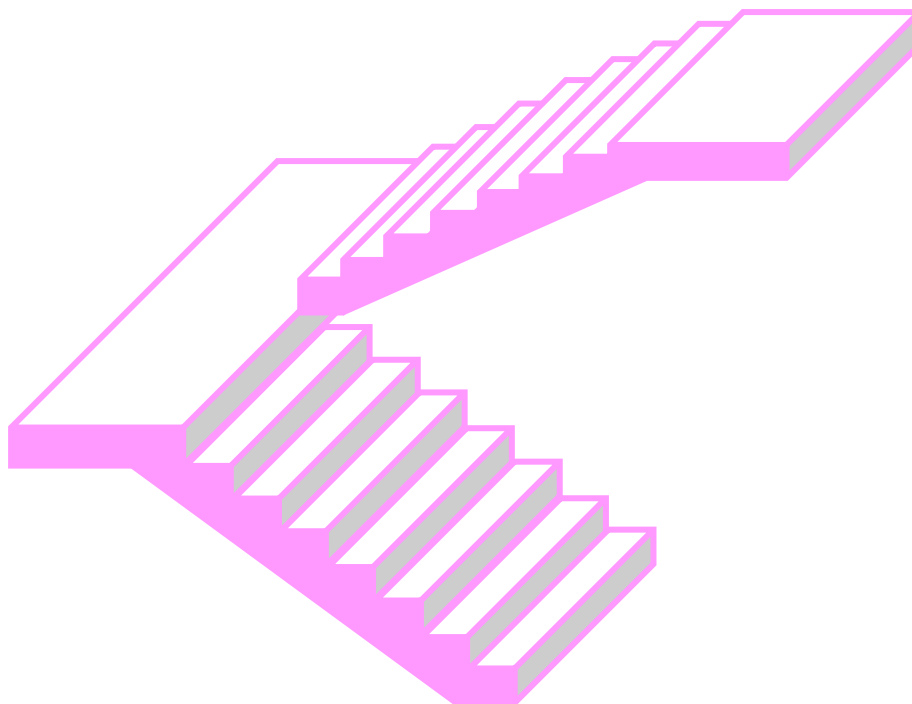


Figure.II. 7 : Vue en 3D de l'escalier deux volée.

La formule de blondel est :

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

- h : Varié de 14cm à 20cm
- g : Varié de 25cm à 32cm

On prend :

g=30 cm et h=17 cm

➤ **Vérification de la formule de blondel :**

$$60 \leq g + 2h \leq 65 \rightarrow 60 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Les escaliers se composent de deux volées.

➤ **Escalier étage courant+ RDC :**

Hauteur d'étage $H_e = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de volée (1) et (2) $H_v = 1.53 \text{ m}$

- Nombre de contre marche de volée (1) et (2) :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow N_c = 9$$

- Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$$

- La longueur de la ligne de foulé (1) :

$$l_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

- L'inclinaison de paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1.53}{2.4} = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{H_v}{\sin(\alpha)} = \frac{1.53}{\sin(32.52)} = 2.85 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{285}{30} = 9.5 \leq e \leq \frac{285}{20} = 14.25$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

II.7. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivant le règlement parasismique algérien RPA 99.

➤ **Hypothèses :**

⇒ **Les conditions de flèche :**

➤ **Selon le BAEL 91 :**

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

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

➤ **Selon le RPA 99 v2003 :**

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

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

$$\frac{h}{b} \geq 4 \text{ cm}$$

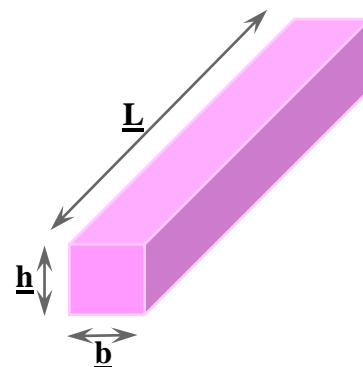


Figure. II.8 : Dimensionnement d'une poutre.

❖ **Poutres transversales :**

$L_{\max} = 4.50 \text{ m}$

⇒ **Suivant le BAEL :**

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

$$30 \leq h \leq 45$$

On prend **h=40cm**

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.5h$$

$$12 \leq b \leq 20$$

On prend **b=30 cm**

⇒ **Suivant le RPA P99 :**

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \text{cm} \leq 4 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Poutres longitudinales :**

$L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

⇒ **Suivant le BAEL :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h \leq 40$$

On prend **h=35 cm**

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.5h$$

$$10.5 \leq b \leq 17.5$$

On prend **b=30 cm**

⇒ **Suivant le RPA P99 :**

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \text{cm} \leq 4 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

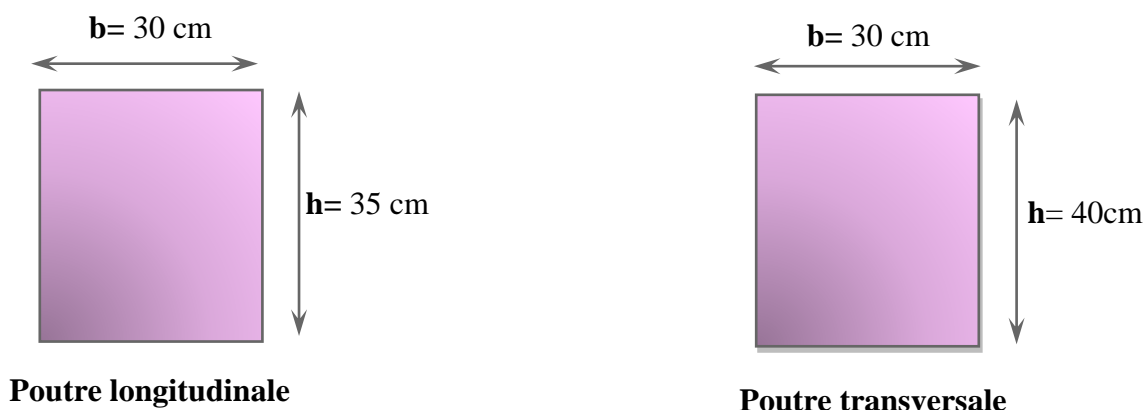


Figure. II.9 : Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales.

II.8. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l’intermédiaire des fondations.

- D’après **RPA99/version 2003** :

Les dimensions de la section transversale des poteaux

en zone II doivent satisfaire les condition suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

D’après les règles **BAEL91** :

- $$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$ en m^2 .
- N_u : Effort normal maximal à l’ELU ($N_u = 1,35 * G + 1,5 * Q$).
- A_s : section d’armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$).
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,5$ (situation durable ou transitoire).
- γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
- α : coefficient fonction de l’élancement du Poteau calculé par :

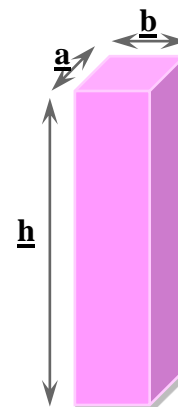


Figure. II.10 : Dimensionnement de poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

❖ Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

- Pour : $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 \times N_u$

- Pour : $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times N_u$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charges.

II.9. Descente des charges et évaluation des charges et surcharges :

II.9.1. Évaluation des charges et surcharges :

II.9.2. Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

II.9.2. 1. Les planchers :

➤ **Plancher terrasse en corp creux {innaccissible} :**

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon roulée	0.05	17	0.85
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Béton forme de pente	0.10	22	2.2
Isolation thermique	0.05	3	0.15
Plancher à corp creux	0.20	/	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total		G =	6.32 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation		Q =	1 (KN/m²)

Tableau. II.1. Évaluation des charges au plancher terrasse inaccessible (corp creux).

➤ **Plancher étage courant {corp creux} :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloison	0.13	/	1.2
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Plancher à corp creux	0.20	/	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total		G =	5.36 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation		Q =	1.5 (KN/m²)

Tableau. II.2. Evaluation des charges au plancher étage courant (corp creux).

II.9.2.2. Les murs :

➤ **Mur extérieur : (e = 30 cm)**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Brique creux	0.1	9	0.90
Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creux	0.15	/	1.30
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total		G =	2.75 (KN/m²)

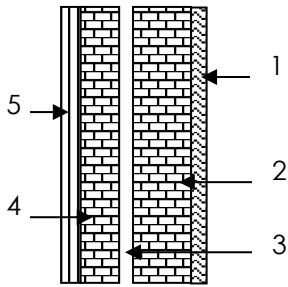


Tableau.II.3. Evaluation des charges aux mur extérieurs.

➤ **Cloison intérieure a double paroi :(e = 10 cm)**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Brique creux	0.1	9	0.90
Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creux	0.15	/	1.30
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Total		G =	2.5 (KN/m²)

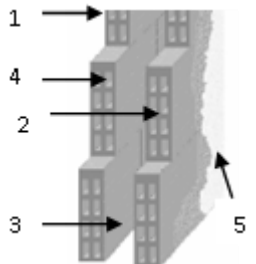


Tableau. II.4. Evaluation des charges aux cloisons à double parois.

II.9.2.3. Le balcon :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher à dalle plein	0.16	25	4
Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Total		G =	5.36 (KN/m²)
		Q=	3.5 (KN/m²)

Tableau. II.5. Evaluation des charges au balcon.

II.9.2.4. Les Escaliers :

➤ La paillasse avec une inclinaison de 32.52° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids propre des marche	0.17/2	25	2.125
Poids propre de paillasse	0.15	25/cos 32.52	4.45
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Total		G =	8.095 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation		Q =	2.5 (KN/m²)

Tableau. II.6. Evaluation des charges au paillasse avec 32.52° .

➤ Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Total		G =	5.27(KN/m²)
Surcharge d'exploitation		Q =	2.5 (KN/m²)

Tableau.II.7. Evaluation des charges au palier.

II.10. Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

II.10.1. Poteau de rive :

Le poteau rive le plus sollicité est :

➤ **Plancher terrasse :**

$$S_1 = S_2; S_3 = S_4$$

$$S_1 = (1.9 \times 1.85) = 3.52 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = (1.85 \times 1.4) = 2.59 \text{ m}^2$$

$$G = 6.32 \times (S_1 + S_2) + 5.36 \times (S_3 + S_4)$$

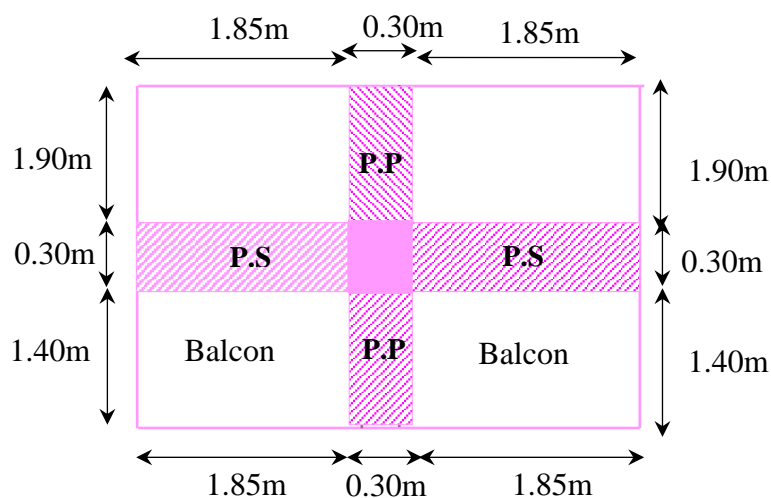


Figure.II.11 : Poteau de rive.

$$= 6.32 \times (3.52 + 3.52) + 5.36 \times (2.59 + 2.59) = 72.26 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times (S_1 + S_2) + 3.5 \times (S_3 + S_4) = 1 \times (3.52 + 3.52) + 3.5 \times (2.59 + 2.59) = 25.17 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage : RDC :**

$$G = 5.36 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 5.36 \times (3.52 + 3.52 + 2.59 + 2.59) = 65.50 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times (S_1 + S_2) + 3.5 \times (S_3 + S_4) = 1.5 \times (3.52 + 3.52) + 3.5 \times (2.59 + 2.59) = 28.69 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**

⇒ **Poutre principale :**

$$G = \rho \times a \times h \times l_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times (1.9 + 1.4) \times 25 = 9.90 \text{ KN}$$

⇒ **Poutre secondaire :**

$$G = \rho \times a \times h \times l_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times (1.85 + 1.85) \times 25 = 9.71 \text{ KN}$$

➤ **Poteau étage, RDC :**

$$G = \rho \times a \times b \times h_{\text{étage}} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

Poids mur intérieur à double parois : $G = S_{\text{murs}} \times G_i = 2.5 \times (3.06 - 0.40) \times 1.9 = 12.64 \text{ KN}$

Niveau	Elément	Surcharge avent dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	25.17	1	72.26	25.17
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
N ₁	Venant N ₀			91.87	25.17
	Plancher étage	28.69	0.9	65.50	25.82
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
N ₂	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₁			196.51	51.00
	Plancher étage	28.69	0.8	65.50	22.95
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
N ₃	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₂			301.15	73.95
	Plancher étage	28.69	0.7	65.50	20.08
	Poutre principal			9.90	
N ₄	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₃			405.79	94.03
	Plancher étage	28.69	0.6	65.50	17.21
N ₅	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₄			510.43	111.24
N ₆	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N ₇	Venant N ₅			615.07	125.59
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
N ₇	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₆			719.71	139.94
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
N ₇	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	

	Poteau étage			6.89	
N₈	Venant N ₇			824.35	154.29
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₉	Venant N ₈			929.00	168.64
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₀	Venant N ₉			1033.64	183.00
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₁	Venant N ₁₀			1138.28	197.34
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₂	Venant N ₁₁			1242.92	211.69
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₃	Venant N ₁₂			1347.56	226.04
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₄	Venant N ₁₃			1452.20	240.39
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			12.64	
	Poteau étage			6.89	
N₁₅	Venant N ₁₄			1556.84	254.74
	Plancher étage	28.69	0.5	65.50	14.35
	Poutre principal			9.90	

	Poutre secondaire		9.71	
	Poids murs		12.64	
	Poteau étage		6.89	
N ₁₆	Venant N ₁₅		1661.48	269.09
	Poids murs		12.64	
	Poteau rdc		6.89	
Total			1681.01	269.09

Tableau. II.8. Descente de charge du poteau rive.

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 1681,01) + (1,5 \times 269,09) = 2673 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1681,01 + 269,09 = 1950,10 \text{ KN.}$$

II.10.2. Poteau central :

Le poteau central le plus sollicité est :

➤ **Plancher terrasse :**

➤ $S_1 = S_4 ; S_3 = S_2$

$$S_1 = (2,1 \times 1,85) = 3,89 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,9 \times 1,85) = 3,52 \text{ m}^2$$

$$G = 6,32 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$= 6,32 \times (3,89 + 3,52 + 3,89 + 3,52) = 93,66 \text{ KN}$$

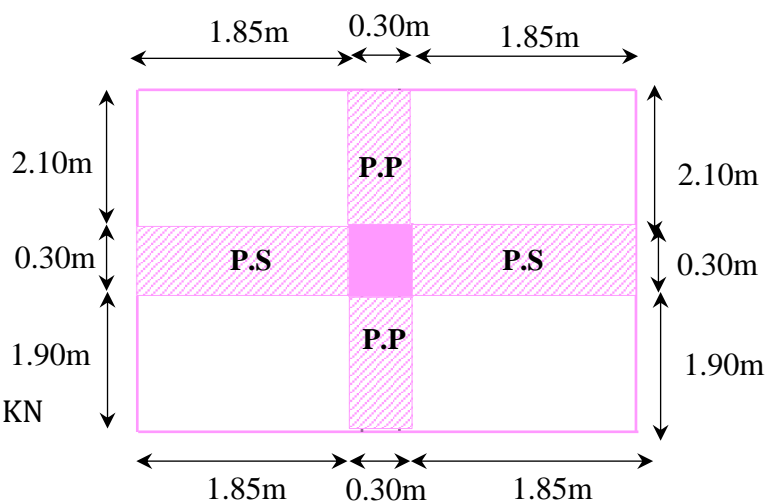


Figure.II.12 : Poteau central.

$$Q = 1 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 1 \times (3,89 + 3,52 + 3,89 + 3,52) = 14,82 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage : RDC :**

$$G = 5,36 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 5,36 \times (3,89 + 3,52 + 3,89 + 3,52) = 79,44 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 1,5 \times (3,89 + 3,52 + 3,89 + 3,52) = 22,23 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**

⇒ **Poutre principale :**

$$G = \rho \times a \times h \times l_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times (2,1 + 1,9) \times 25 = 12,00 \text{ KN}$$

⇒ **Poutre secondaire :**

$$G = \rho \times a \times h \times l_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,85) \times 25 = 9,71 \text{ KN}$$

➤ **Poteau étage, RDC :**

$$G = \rho \times a \times b \times h \text{ étage} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,89 \text{ KN}$$

Poids mur intérieur à double parois : $G = S_{\text{murs}} \times G_i = 2.5 \times (3.06-0.40) \times (1.9+2.1) = 26.60\text{KN}$

Niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	14.82	1	93.66	14.82
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
N ₁	Venant N ₀			115.37	14.82
	Plancher étage	22.23	0.9	79.44	20.01
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N ₂	Venant N ₁			244.01	34.83
	Plancher étage	22.23	0.8	79.44	17.78
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N ₃	Venant N ₂			372.65	52.61
	Plancher étage	22.23	0.7	79.44	15.56
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N ₄	Venant N ₃			501.29	68.17
	Plancher étage	22.23	0.6	79.44	13.34
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N ₅	Venant N ₄			629.93	81.51
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N ₆	Venant N ₅			758.57	92.63
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
	Venant N ₆			887.21	103.75

N7	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N8	Venant N7			1015.58	114.87
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N9	Venant N8			1144.22	125.98
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N10	Venant N9			1272.86	137.11
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N11	Venant N10			1401.50	148.23
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N12	Venant N11			1530.14	159.35
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N13	Venant N12			1658.78	170.47
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N14	Venant N13			1787.42	181.59
	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
	Venant N14			1916.06	192.71

N15	Plancher étage	22.23	0.5	79.44	11.12
	Poutre principal			12.00	
	Poutre secondaire			9.71	
	Poids murs			20.60	
	Poteau étage			6.89	
N16	Venant N15			2044.7	203.83
	Poids murs			20.60	
	Poteau rdc			6.89	
Total				2072.19	203.83

Tableau. II.9. Descente de charge du poteau central.

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1.35 \times 2072.19) + (1.5 \times 203.83) = 3103.20 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 2072.19 + 203.83 = 2276.02 \text{ KN.}$$

Avec majoration 10% :

$$N_u = 3413.52 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2503.62 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la section du poteau :**

➤ **Niveau RDC+1+2étage :**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 3413.52 \times 10^{-3} = 0.201 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

On fixe $b = 0.55 \text{ m}$

$$B_r = 0.53(a - 0.02) \geq 0.201$$

$$0.53a \geq 0.201 + 0.0106$$

$$a \geq \frac{0.2116}{0.53} \rightarrow a \geq 0.39 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte le } a = 55 \text{ cm}$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 \geq 0.201 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f : \text{la longueur de flambement (} l_f = 0.7 l_0 : \text{ le Poteau encastré à ses deux extrémité).} \\ i : \text{rayon de giration.} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{I} : \text{moment d'inertie} \\ \mathbf{B} : \text{section du béton.} \end{cases}$$

$$I = \frac{ba^3}{12} \Rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.55} = 13.49 \leq 35 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Vérification des condition d RAP99/v2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II:

- $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(55 ; 55) \geq 30 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \text{Min}(55 ; 55) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow 55 \geq 15.3 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{55}{55} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$

Donc on adopte la section du poteaux (55 × 55) cm

➤ **Niveau 3+4+5 étages :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1.35 \times 1530.14) + (1.5 \times 159.35) = 2304.71 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1530.14 + 159.35 = 1689.49 \text{ KN.}$$

Avec majoration 10% :

$$N_u = 2535.19 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1858.44 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 2535.19 \times 10^{-3} = 0.162 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

On fixe $b = 0.50\text{m}$

$$B_r = 0.48 (a - 0.02) \geq 0.162$$

$$0.48 a \geq 0.162 + 0.0096$$

$$a \geq \frac{0.1716}{0.48} \rightarrow a \geq 0.36\text{m} \rightarrow \text{On adopte le } a = 50\text{cm}$$

$$B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.230 \geq 0.162 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f : \text{la longueur de flambement (} l_f = 0.7 l_0 : \text{ le Poteau encastré à ses deux extrémité).} \\ i : \text{rayon de giration.} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{section du béton.} \end{cases}$$

$$I = \frac{ba^3}{12} \Rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 14.84 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification des condition d RAP99/v2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II:

- $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(50 ; 50) \geq 30 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \text{Min}(50 ; 50) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow 50 \geq 15.3 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$

Donc on adopte la section du poteaux (50 × 50) cm

➤ **Niveau 6+7+8 étages :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1.35 \times 1144.22) + (1.5 \times 125.98) = 1733.68 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1144.22 + 125.98 = 1270.2 \text{ KN.}$$

Avec majoration 10% :

$$N_u = 1907.05 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1397.22 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 1907.05 \times 10^{-3} = 0.122 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

On fixe $b = 0.45\text{m}$

$$B_r = 0.43 (a - 0.02) \geq 0.122$$

$$0.43 a \geq 0.122 + 0.0086$$

$$a \geq \frac{0.1306}{0.43} \rightarrow a \geq 0.30\text{m} \rightarrow \text{On adopte le } a = 0.45\text{m}$$

$$B_r = (0.45 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.185 \geq 0.122 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f : \text{la longueur de flambement (} l_f = 0.7 l_0 : \text{le Poteau encastré à ses deux extrémité).} \\ i : \text{rayon de giration.} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{section du béton.} \end{cases}$$

$$I = \frac{ba^3}{12} \Rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.48 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification des condition d RAP99/v2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II :

- $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(45 ; 45) \geq 30 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \text{Min}(45 ; 45) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow 45 \geq 15.3 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$

Donc on adopte la section du poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}$

➤ **Niveau 9+10+11 étages :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1.35 \times 758.57) + (1.5 \times 92.63) = 1163.01 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 758.57 + 92.63 = 851.20 \text{ KN.}$$

Avec majoration 10% :

$$N_u = 1279.32 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 936.32 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 1279.32 \times 10^{-3} = 0.082 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

On fixe $b = 0.40\text{m}$

$$B_r = 0.38 (a - 0.02) \geq 0.082$$

$$0.38 a \geq 0.082 + 0.0076$$

$$a \geq \frac{0.0896}{0.38} \rightarrow a \geq 0.24\text{m} \rightarrow \text{On adopte le } a = 40\text{cm}$$

$$B_r = (0.40 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.144 \geq 0.122 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**



D'après les règles BAEL91 ; l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{la longueur de flambement (} l_f = 0.7 l_0 : \text{ le Poteau encastré à ses deux extrémité).} \\ i : \text{rayon de giration.} \end{array} \right.$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{section du béton.} \end{array} \right.$$

$$I = \frac{ba^3}{12} \Rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 18.55 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification des condition d RAP99/v2003:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II:

- $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(40 ; 40) \geq 30 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \text{Min}(40 ; 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow 40 \geq 15.3 \dots \dots \dots \text{cv}$
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$

Donc on adopte la section du poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}$

➤ **Niveau 12+13+14 étages :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 372,65) + (1,5 \times 52,61) = 581,99 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 372,65 + 52,61 = 425,260 \text{ KN.}$$

Avec majoration 10% :

$$N_u = 640,19 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 467,79 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \times \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 N_u \rightarrow B_r \geq 0,064 \times 640,19 \times 10^{-3} = 0,041 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

On fixe $b = 0,35 \text{ m}$

$$B_r = 0,33 (a - 0,02) \geq 0,041$$

$$0,33 a \geq 0,041 + 0,0066$$

$$a \geq \frac{0,0476}{0,33} \rightarrow a \geq 0,15 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte le } a = 35 \text{ cm}$$

$$B_r = (0,35 - 0,02) \times (0,35 - 0,02) = 0,109 \geq 0,041 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f : \text{la longueur de flambement (} l_f = 0,7 l_0 : \text{ le Poteau encastré à ses deux extrémité).} \\ i : \text{rayon de giration.} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{section du béton.} \end{cases}$$

$$I = \frac{ba^3}{12} \Rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 21,20 \leq 35 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **Vérification des condition d RAP99/v2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II:

- $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(35 ; 35) \geq 30 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \text{Min}(35 ; 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow 50 \geq 15.3 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$

Donc on adopte la section du poteaux (35 × 35) cm.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	N _u	B _r ≥ 0.0064 N _u	B _r	a	b
RDC +1+2 étages	3103.20	0.198	0.281	55	55
3+4+5 étages	2535.19	0.162	0.230	50	50
6+7+8 étages	1907.05	0.122	0.185	45	45
9+10+11 étages	1279.32	0.082	0.144	40	40
12+13+14 étages	640.19	0.041	0.109	35	35

Tableau II.10. Dimensionnement de la section du Poteau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a calculé le prédimensionnement des différents éléments qui constituent notre structure, plancher, poutres, escalier, voiles...etc.

Ainsi nous avons adopté les différentes sections des poteaux selon la descente des charges.

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (planchers, escalier, acrotère et balcon). Cette étude se fait en suivant le règlement **BAEL91** comme suite : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2. L'Acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre (G) et à une surcharge horizontale (Q) et réalise en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS.

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

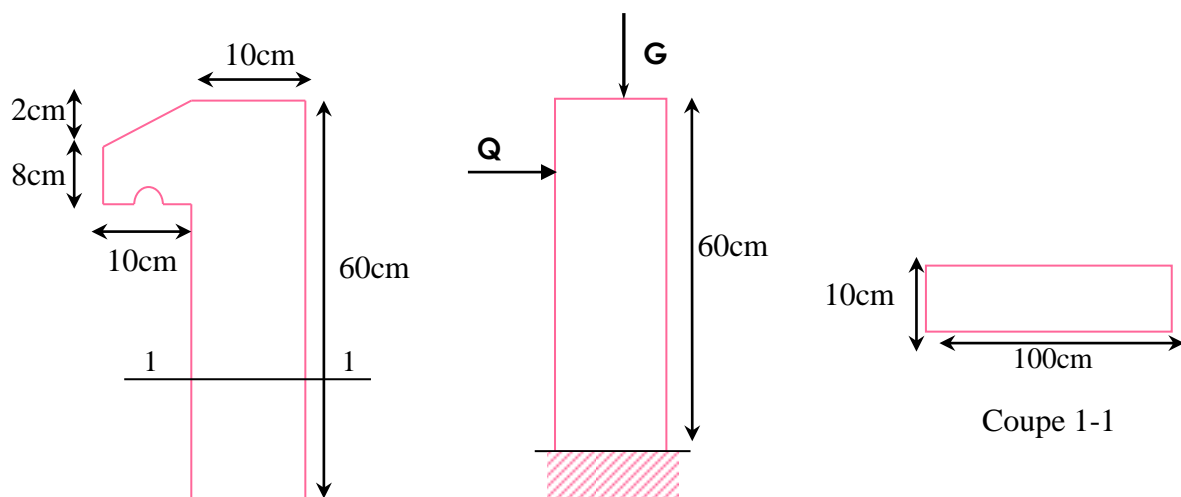


Figure. III.1 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

III.2.3. Evaluation des charges :

➤ La surface :

La surface de la coupe de l'acrotère est :

$$s = \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{m}^2$$

➤ Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA 99 v 2003** (article 6.2.30) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \dots\dots\dots (6-3)$$

Pour la **Zone II** groupe **2** D'après le **RPA** on a :

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.80 \\ W_p = 1.725 \text{ KN/m} \end{cases}$$

D'où :

A : coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1 RPA**)

C_p : Facteur de force horizontale (élément en console). Donnés par le **tableau (6.1)**

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1.725 \Rightarrow F_p = \mathbf{0.828 \text{ KN/ml}}$$

$$\Rightarrow \text{Pour } G : N_G = 1.725 \text{ KN/ml}, M_G = 0, T_G = 0$$

$$\Rightarrow \text{Pour } Q : N_Q = 0, M_Q = Q \times H = 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}, T_Q = Q = 1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour } F_p : N_{FP} = 0 ; M_{FP} = F_p \times H = 0.828 \times 0.6 = 0.497 \text{ KN/ml}$$

$$V_{FP} = F_p = 0.828 \text{ KN/ml}$$

On a : **F_p ≤ Q** : alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations G, F_p:

$$\Rightarrow \text{Poids propre : } N_G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Surcharges : } F_{me} = F_p = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Un moment : } M_E = F_p \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Un effort tranchant : } V_Q = 1.00 \text{ KN}$$

III.2.4. Evaluation des sollicitations :↳ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.725 = 2.328 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times H = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

↳ **E.L.S :**

$$N_{ser} = N_G = 1.725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = F_p = 1 \text{ KN}$$

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
ELU	$M_u = 0.9$	$N_u = 2.328$	$V_u = 1.5$
ELS	$M_{ser} = 0.6$	$N_{ser} = 1.725$	$V_{ser} = 1$

Tableau.III.1. Evaluation des sollicitations.➤ **La position de centre de torsion :**⇒ **L'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.328} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

⇒ **La nature de la section :**

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ le centre de pression 'c' se trouve en dehors de la section.

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

➤ **Vérification de flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 le calcul se fait à l'état limite ultime ; notre acrotère est assimilé à une console :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

- l_f : longueur de flambement
- h : épaisseur d acrotère
- λ : l élancement

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 1.2 \times \frac{\sqrt{12}}{0.1} = 41.56.$$

$$\lambda_{max} \leq \text{Max} \left\{ 50; \min \left[e_0 = \frac{67e_0}{h}; 100 \right] \right\}$$

$$e_0 = 39 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0.39}{0.1} = 261.3$$

$$\lambda_{max} \leq \text{Max} \{ 50; \min[261.3; 100] \} \rightarrow \lambda_{max} = 100$$

$$\lambda = 41.56 \leq \lambda_{max} = 100 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc : le calcul de flambement n'est pas nécessaire.

➤ **L'excentricité totale :**

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

e_{tot} : L'excentricité totale de calcul .

e_a : excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité dus à l'effort second ordre

$$e_a > \max \left(2 \text{ cm} , \frac{L}{250} \right) = \max (2 \text{ cm} , 0.24 \text{ cm}) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \left[\frac{(3 \times l_f^2)}{(h \times 10^4)} \right] \times (2 + \alpha \varphi)$$

avec : $\alpha = 10 * \frac{1 - M_u}{1.5 * M_{ser}} = 0$; $\varphi = 2$ car **G** ne crée aucun moment

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2}{0.1 \times 10^4} \times 2 + 0 = 8.64 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.864 \text{ cm}$$

$$e_{tot} = 39 + 2 + 0.864 = 41.864 \text{ cm}$$

III.2.5. Les sollicitations majorées :

Calcul de coefficient de majoration δ_f :

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \left(\frac{h}{e_0} \right) ; 1.4 \right] & \text{si: } \frac{e_0}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si: } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.39}{0.1} = 3.9 > 0.75$$

$$\delta_f = \min (1.05 ; 1.4) \rightarrow \delta_f = 1.05$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.05 \times 2.328 = 2.44 \text{ KN}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e_0 + e_a) = 2.44 \times (0.39 + 0.02) = 1.00 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite service :**

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.05 \times 1.725 = 1.81 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = N_{ser}^* \times (e_0 + e_a) = 0.742 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul s'effectue sur une bonde de 1 m soumise à la flexion composée

✓ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

- h=10 cm
- b= 100 cm
- d= 8 cm

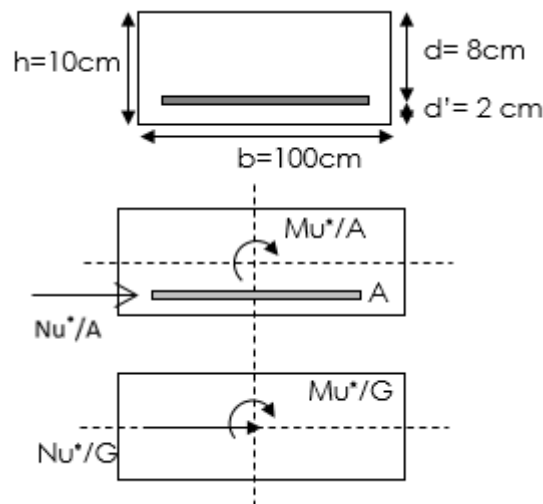


Figure.III.2 : Coupes transversales de l'acrotère.

➤ **Position de centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1}{2.44} = 0.41\text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > e_0$: la section est partiellement comprimée (SPC).

⇒ **Calcul a la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport à l'aciers tendus :

➤ **Calcul des contraintes :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 1 + 2.44 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.073 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.073 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.16} = 0.01$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.07 \times 10^6}{7.96 \times 10 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = A_{su}^* - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 38 - \frac{2.44 \times 10^3}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.725} = 0.35\text{m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e_s > e_0$: La section est partiellement comprimée (S.P.C)

❖ **Calcul a la flexion simple :**

➤ **La contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

➤ **La contrainte de l'acier :**

Fissuration préjudiciable : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{sc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = \min \{ 266.66 ; 240 \} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = 240 \text{ MPa}$$

➤ **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2} \right); \text{ avec } d = 8 \text{ cm}$$

$$M_{ser}^a = 0.742 + 1.81 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.79 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment limite service « M_{il} » :**

$$M_{il} = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\left(\frac{\alpha_r}{2} \right)}{\left(1 - \frac{\alpha_r^2}{3} \right)}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0.484$$

$$\mu_r = 0.27 \rightarrow M_i = 0.27 \times 0.08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 25.92 \text{ K}$$

$$M_{ser}^a = 0.79 < M_i = 25.92 \rightarrow (\text{Pas d'armateurs comprimés } A' = 0)$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.067 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{z \times \sigma_s} = \frac{0.79 \times 10^6}{0.067 \times 10^3 \times 240} = 49.12 \text{ mm}^2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[\frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 0.49 \times 10^2 - \left[\frac{1.81 \times 10^3}{240} \right] = 41.45 \text{ mm}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s > \text{Max} \{A_s ; A_{su} ; A_{s \min}\} \rightarrow \text{Max} \{0.41 ; 0.31 ; 0.966\} \rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferraillage : 4T8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{2.5 ; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.018 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✚ Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

on adopte 3T8 $\rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ **L'espaceur Maximal :**

$$S_t \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] = 30 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

✚ Dans le sens le moins sollicité

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

soit : $s_t = 20 \text{ cm}$

➤ Schéma de ferrailage :

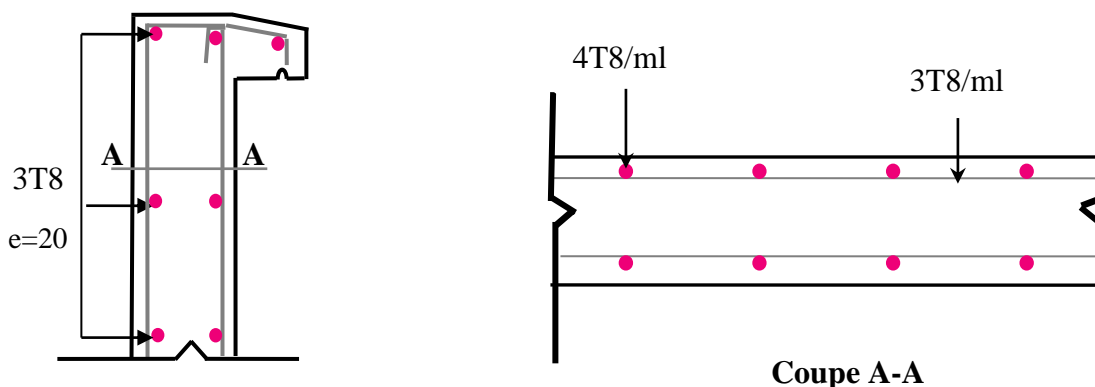


Figure.III.3: Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les planchers :

III.3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte deux types des planchers :

- ↳ Corps creux pour les étages.
- ↳ Dalle plane pour les balcons et RDC.

III.3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur.

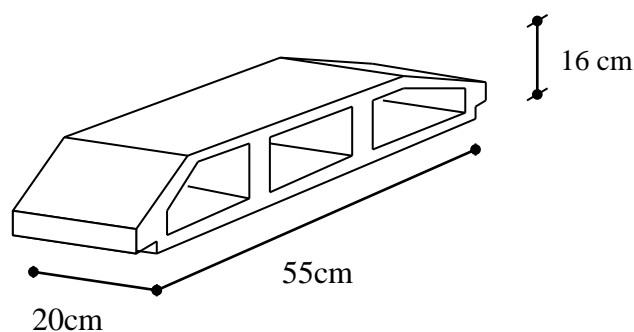


Figure III.4 : Corps Creux.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Les poutrelles,
- La dalle de compression.

III.3.2.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- ↪ Méthode Forfaitaire.
- ↪ Méthode de Caquot.

III.3.2.4. Méthode forfaitaire :

➤ Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

⇒ **Condition 1** : Les charges d'exploitations sont modérées, où :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

⇒ **Condition 2** : Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

⇒ **Condition 3** : Les portées doivent vérifier la relation suivante :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

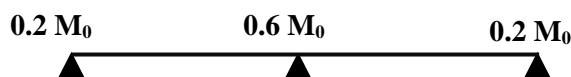
⇒ **Condition 4** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton. D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».cv.

➤ Calcul des moments forfaitaires :

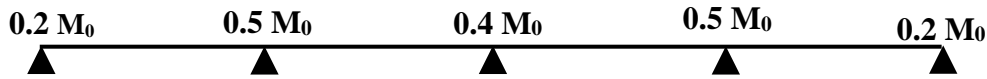
❖ **Les moments sur appuis** : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

⇒ Cas d'une poutre à deux travées :



⇒ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



❖ **Les moments en travées :**

⇒ Pour les travées de rive : le max entre :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right) \geq \max\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \alpha\} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) \times M_0 \end{cases}$$

⇒ Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right) \geq \max\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \alpha\} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) \times M_0 \end{cases}$$

Soit :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison « moment isostatique »

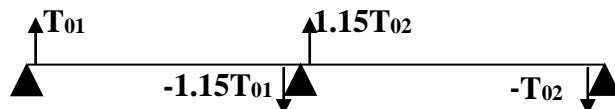
M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée

M_t : le moment max de la travée considérée.

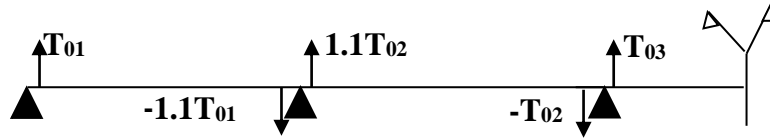
➤ **Calcul des efforts tranchant**

❖ **Les efforts tranchants : $T_0 = \frac{ql}{2}$**

⇒ Cas d'une poutre à deux travées :



⇒ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

III.3.2.5 La méthode de Caquot :

➤ Principe de la méthode (CAQUOT) :

Cette méthode est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments en travée.

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive (l') pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 du numérateur par 8.5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

La méthode de Caquot possède des formules pour les charges concentrées différentes à celle des charges uniformément réparties, dans notre cas on concerne pour les charges uniformément réparties.

➤ Calcul des moments de CAQUOT :

- $M_w = \frac{(q_w * l_w'^3) + (q_e * l_e'^3)}{8.5 * (l_w' + l_e')}$ → Expression du moment pour les appuis
- $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1.25M_0$ → Expression du moment pour travée.
- $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8}$ → expression du moment isostatique.

Avec : $l'_{w,e} = l$ → pour la travée de rive.

$l'_{w,e} = 0.8l$ → pour la travée intermédiaire.

➤ Calcul des Efforts tranchants

$$\begin{cases} T_w = \frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

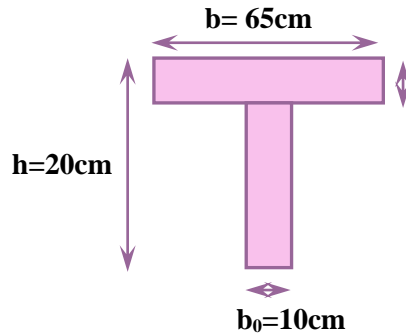


Figure.III.5 : La Section de la poutrelle.

➤ **Les Types de poutrelles à calculer :**

Dans notre projet, nous avons trois (3) types des poutrelles :

➤ **Type 1**



➤ **Type 2 :**



➤ **Type 3 :**



✓ **Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :**

↪ **Type 1 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 6.32 ; 5\} \text{ KN/m}^2 = 12.64 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.36 ; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10.72 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée.

➤ **Condition 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.00}{2.60} = 1.15 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.60}{3.70} = 0.70 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{2.60} = 1.42 \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.60}{3.00} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

↪ **Type 2 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 6.32 ; 5\} \text{ KN/m}^2 = 12.64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.36 ; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10.72 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{1.20}{3.00} = 0.40 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.00}{2.60} = 1.15 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.60}{3.70} = 0.70 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{2.60} = 1.42 \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.60}{3.00} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.00}{1.20} = 2.5 \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV$$

↪ **Type 3 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 6.32 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 12.64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.36 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 10.72 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition 2 :**

Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée.

➤ **Condition 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.60}{3.70} = 0.70 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.70}{2.60} = 1.42 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc la condition : $0.80 \leq l_i / l_{i-1} ; l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ est **non vérifié**.

Donc on peut appliquer **La méthode de Caquot**.

➤ **Evaluation des charges :**

- Plancher terrasse :
 - ⇒ Charge permanente : $G = 6.32 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $G = 4.11 \text{ KN/ml}$
 - ⇒ Surcharge d’exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$
- Plancher étage courant :
 - ⇒ Charge permanente : $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $G = 3.48 \text{ KN/ml}$
 - ⇒ Surcharge d’exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $Q = 0,97 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

❖ **Combinaisons des charges :**

E.L.U : $q_{\text{ultime}} = 1.35 G + 1.5 Q$

E.L.S : $q_{\text{service}} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	q _{Ultime}	q _{service}
Plancher terrasse	4.11	0,65	6.52	4.76
Plancher étage	3.48	0.97	6.16	4.45

Tableau.III.2. Charges supportées par les poutrelles.

➤ **Plancher terrasse :**

- **Type1 :**
- **Calcul des moments :**

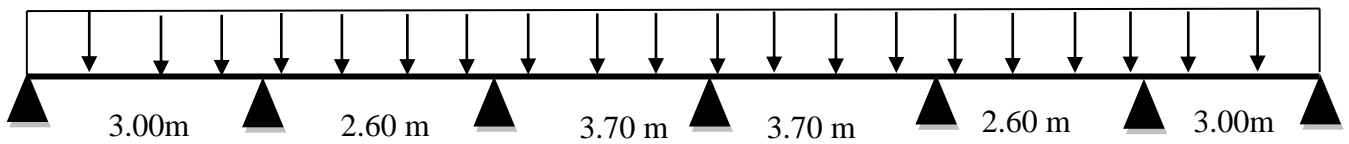


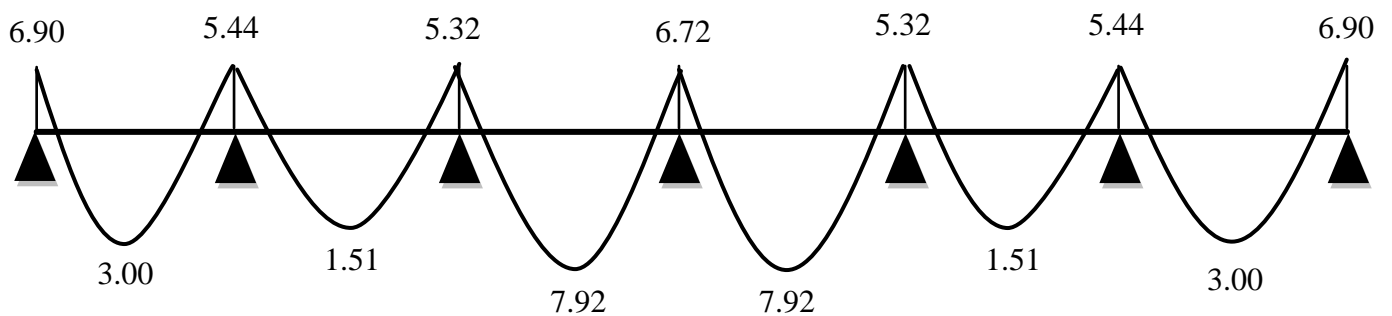
Figure.III.6 : Schéma statique de poutrelle plancher terrasse (type1).

Type	Distance	ELU q _u = 6.52 KN/ml			ELS q _{ser} = 4.76 KN/ml		
		M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	L (m)						
	3.00	7.33	6.90	3.00	5.36	5.04	2.20
	2.60	5.51	5.44	1.51	4.02	3.96	1.11
	3.70	11.15	5.32	7.92	8.15	3.88	5.79
	3.70	11.15	6.72	7.92	8.15	4.91	5.79
	2.60	5.51	5.32	1.51	4.02	3.88	1.11
	3.00	7.33	5.44	3.00	5.36	3.96	2.20
				6.90			5.04

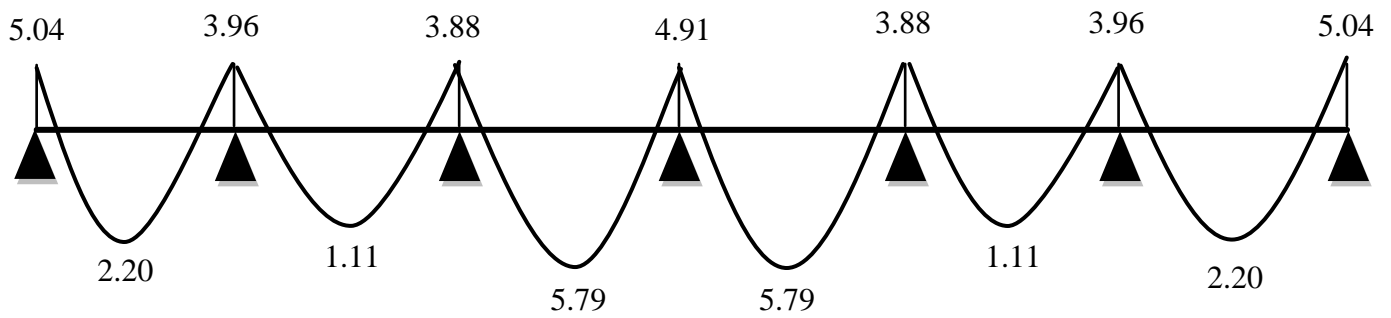
Tableau III.3. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1^{er}cas terrasse (type 1).

➤ **Diagrammes Des Moments :**

➤ **ELU :**



➤ ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

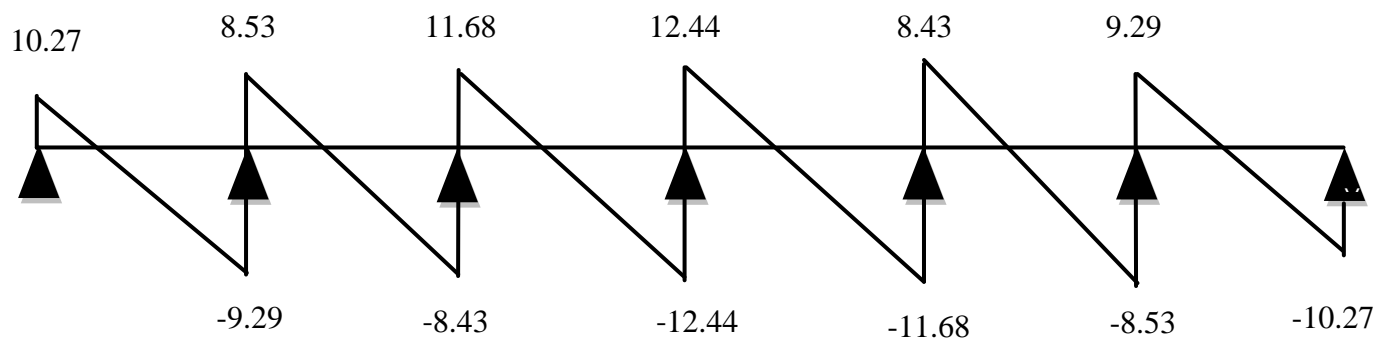
Les calculs se fait pour le 1^{er} cas seulement (le cas le plus défavorable).

Type	Travée	Distance L (m)	ELU $q_u = 6.52 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.76 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 1	1	3.00	9.78	10.27	-9.29	7.14	7.50	-6.78
	2	2.60	8.48	8.53	-8.43	6.18	6.21	-6.15
	3	3.70	12.06	11.68	-12.44	8.80	8.52	-9.08
	4	3.70	12.06	12.44	-11.68	8.80	9.08	-8.52
	5	2.60	8.48	8.43	-8.53	6.18	6.15	-6.21
	6	3.00	9.78	9.29	-10.27	7.14	6.78	-7.50

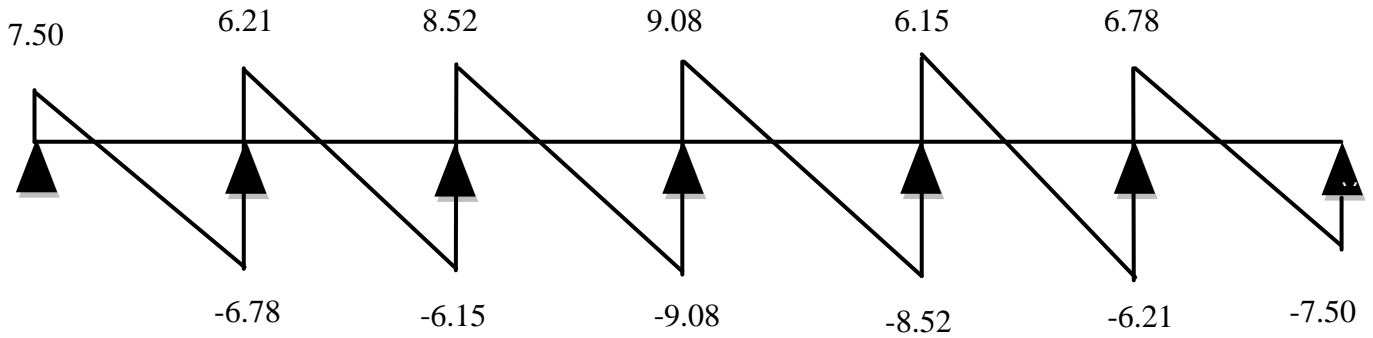
Tableau.III.4. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 1).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

❖ E.L.U :



❖ E.L.S :



➤ Calcul des armatures à L'E.L. U :

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- M_{max} (travée) : $M_u = 7.92 \text{ KN.m}$
- M_{max} (appui de rive) : $M_u = 6.90 \text{ KN.m}$
- M_{max} (appui intermédiaire) : $M_u = 6.72 \text{ KN.m}$

D'après les calculs d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ En travée :

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

➤ Sur appui :

Sur appui de rive : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.90 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.72 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

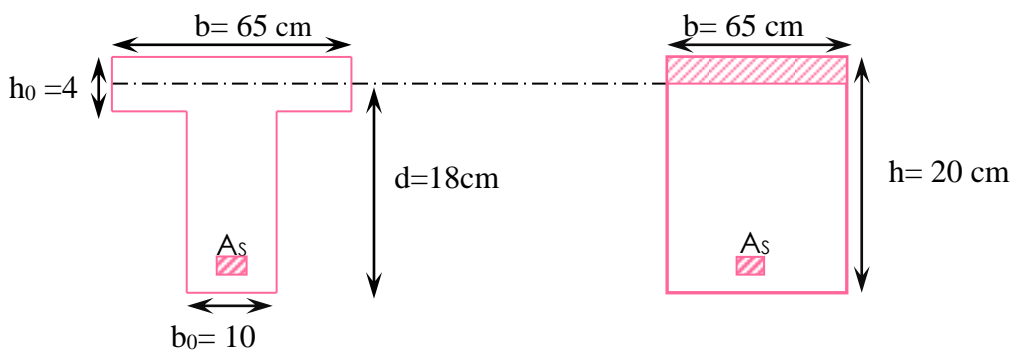


Figure.III.7 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

	M _u KN.m	b cm	D cm	μ	α	Z cm	A _s cm ²	A _{min} cm ²	A _{adp} cm ²
Travée	7.92	65	18	0.026	0.032	17.76	1.28	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	6.90	10	18	0.150	0.20	16.56	1.20	0.22	2HA10 = 1.57
Appui intermédiaire	6.72	10	18	0.146	0.198	16.57	1.17	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau.III.5. Résultat de Calcul de ferrailage plancher terrasse (type 1).

➤ Vérification à l'E.L. U :

• Vérification de la condition de non fragilité :

↪ En travée :

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↪ Appui de rive :

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↪ Appui intermédiaire :

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \max} = 12.44 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u: \text{ l'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.44 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.69 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$.

$$\phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

✓ On choisit : $A_t = 1 \text{ HA } 6 = 0.28 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 ; 40 \text{ cm})$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

↳ **Appuis de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 10.27 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

↳ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 12.44 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.032	1.37	0.44	CV
Appui de rive	0.20	1.37	0.44	CV
Appui intermédiaire	0.198	1.37	0.44	CV

Tableau.III.6. Vérification à l'ELS plancher terrasse(type1).

➤ **Vérification de flèche :**

• $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \dots \dots \dots \text{ CV}$

• $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.92}{11.15 \times 15} = 0.054 \rightarrow > 0.047 \dots \dots \dots \text{ CV}$

• $\frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{ CV}$

Donc le calcul de la flèche est inutile

➤ Type 1 :

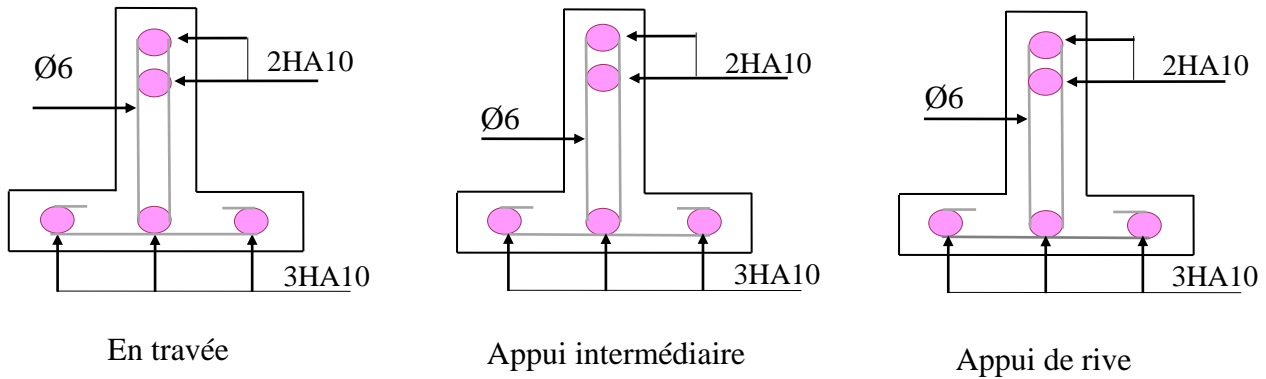


Figure.III.8 : Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse (Type1).

➤ Type 2 :

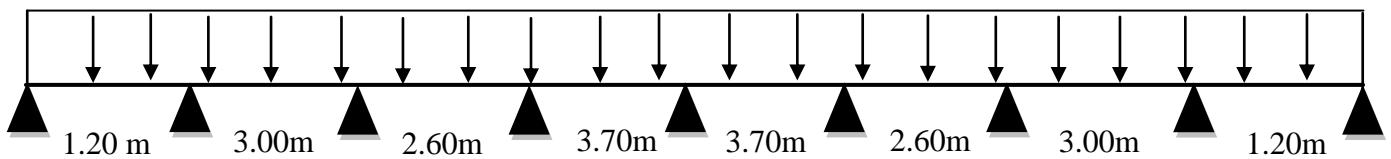


Figure.III.9 : Schéma statique de poutrelle plancher terrasse (type2).

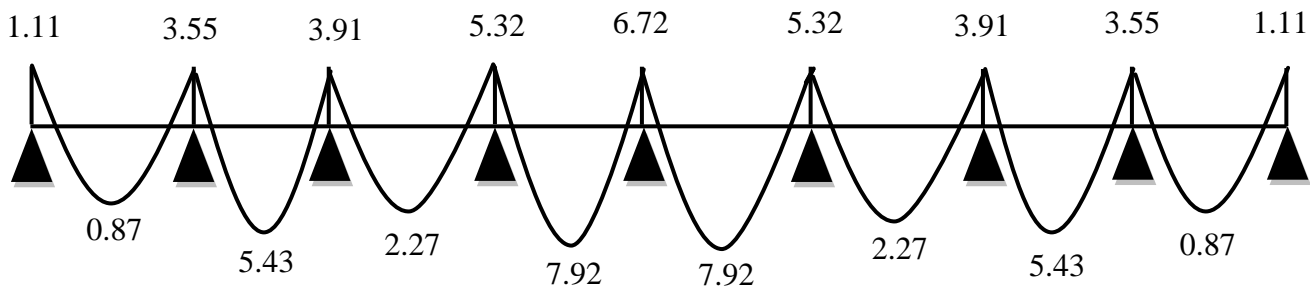
➤ Calcul des moments :

Type	Distance	ELU $q_u = 6.52 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.76 \text{ KN/ml}$		
		M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	L (m)						
	1.20	1.17	1.11	0.87	0.86	0.81	0.62
	3.00	7.33	3.55	5.43	5.36	2.59	3.98
	2.60	5.51	3.91	2.27	4.02	2.85	1.66
	3.70	11.15	5.32	7.92	8.15	3.88	5.79
	3.70	11.15	6.72	7.92	8.15	4.91	5.79
	2.60	5.51	5.32	2.27	4.02	3.88	1.66
	3.00	7.33	3.91	5.43	5.36	2.85	3.98
	1.20	1.17	3.55	0.87	0.86	2.59	0.62
			1.11			0.81	

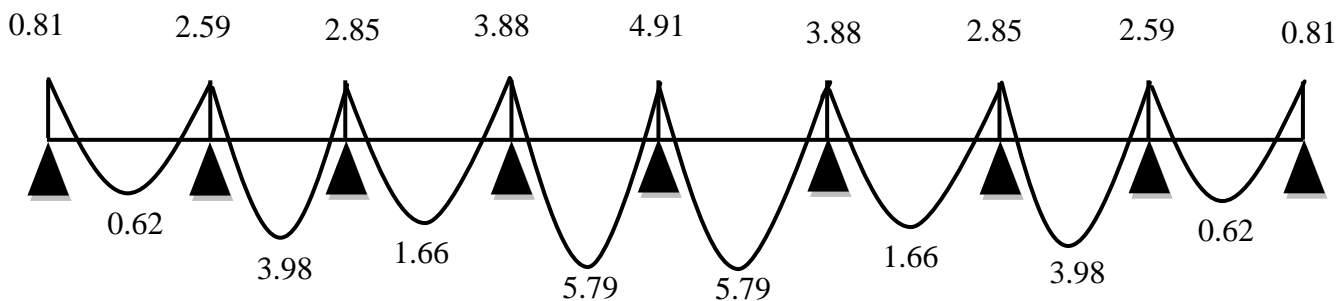
Tableau III.7. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1^{er}cas terrasse (type 2).

➤ Diagrammes Des Moments :

❖ ELU :



❖ ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

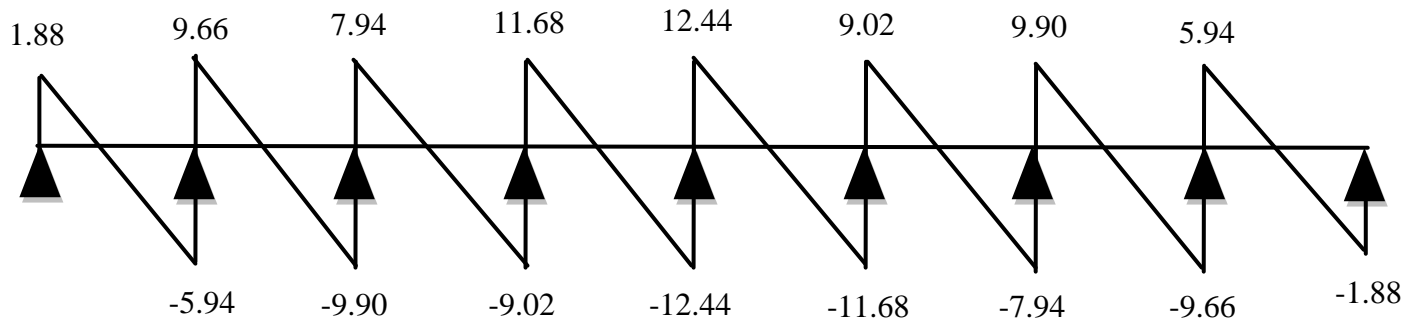
Les calculs se fait pour le 1^{er} cas seulement (le cas le plus défavorable).

Type	Travée	Distance L (m)	ELU $q_u = 6.52 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.76 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 2	1	1.20	3.91	1.88	-5.94	2.86	1.38	-4.34
	2	3.00	9.78	9.66	-9.90	7.14	7.05	-7.29
	3	2.60	8.48	7.94	-9.02	6.18	5.78	-6.58
	4	3.70	12.06	11.68	-12.44	8.80	8.52	-9.08
	5	3.70	12.06	12.44	-11.68	8.80	9.08	-8.52
	6	2.60	8.48	9.02	-7.94	6.18	6.58	-5.78
	7	3.00	9.78	9.90	-9.66	7.14	7.29	-7.05
	8	1.20	3.91	5.94	-1.88	2.86	4.34	-1.38

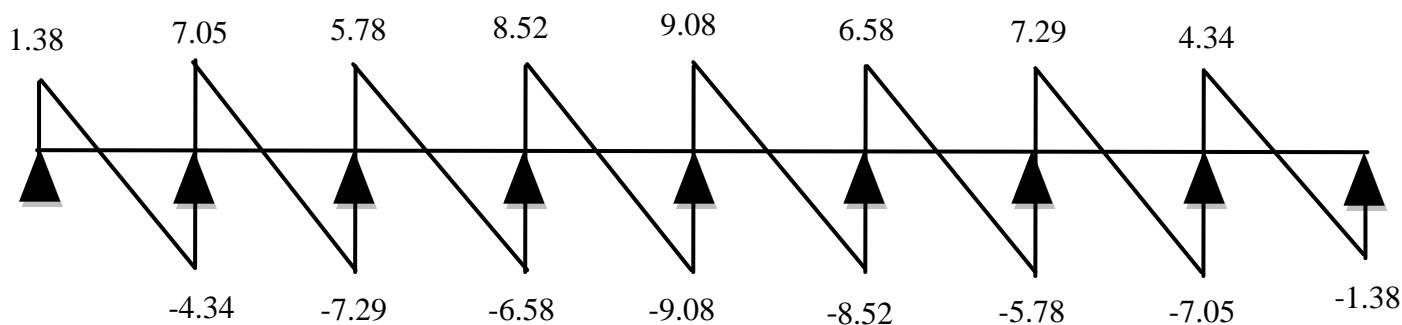
Tableau.III.8. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 2).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

➤ E.L.U :



➤ E.L.S :



➤ Calcul des armatures à l'E.L. U :

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- M_{\max} (travée) : $M_u = 7.92 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui de rive) : $M_u = 1.11 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u = 6.72 \text{ KN.m}$

D'après les calculs d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ En travée :

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

➤ Sur appui :

Sur appui de rive : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 1.11 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

✚ Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.72 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u KN.m	b cm	D cm	M	α	Z cm	A_s cm ²	A_{min} cm ²	A_{adp} cm ²
Travée	7.92	65	18	0.026	0.032	17.76	1.28	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	1.11	10	18	0.024	0.030	17.78	0.18	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	6.72	10	18	0.146	0.198	16.57	1.17	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau.III.9. Résultat de Calcul de ferrailage plancher terrasse (type 2).

➤ Vérification à l'E.L. U :

• Vérification de la condition de non fragilité :

↳ En travée

$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

↳ Appui de rive :

$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

↳ Appui intermédiaire :

$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_{u \max} = 12.44 \text{ KN}$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$\bar{\tau} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow$ avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.44 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.69 \text{ MPa} ; \text{ Donc : } \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$.

$\phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1) \text{ cm}$

On adopte : $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

✓ On choisit : $A_t = 1 \text{ HA } 6 = 0.28 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$St \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40 \text{ cm})$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

↪ **Appuis de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 5.94 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

↪ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 12.44 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.032	1.37	0.44	CV
Appui de rive	0.030	1.37	0.44	CV
Appui intermédiaire	0.198	1.37	0.44	CV

Tableau.III.10. Vérification à l'ELS plancher terrasse(type2).

➤ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.92}{11.15 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.054 > 0.047 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots\dots\dots CV$

Donc le calcul de la flèche est inutile

✂ **Schéma de ferrailage :**

✂ **Type 2 :**

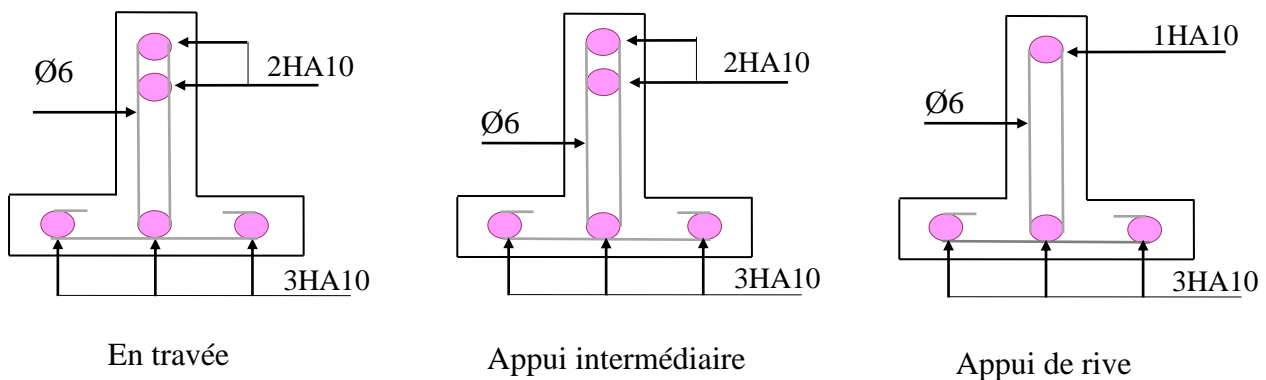


Figure.III.10 : Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse (Type2).

➤ **Plancher étage :**

➤ **Type1 :**

➤ **Calcul des moments :**

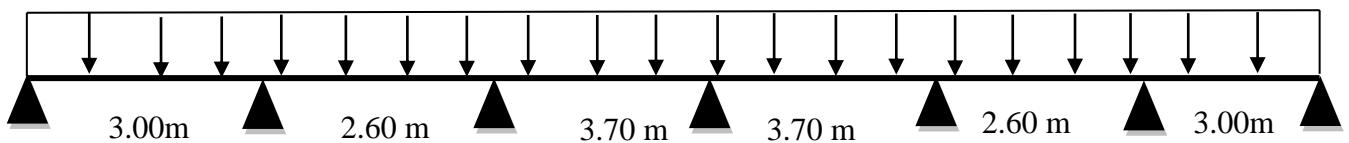


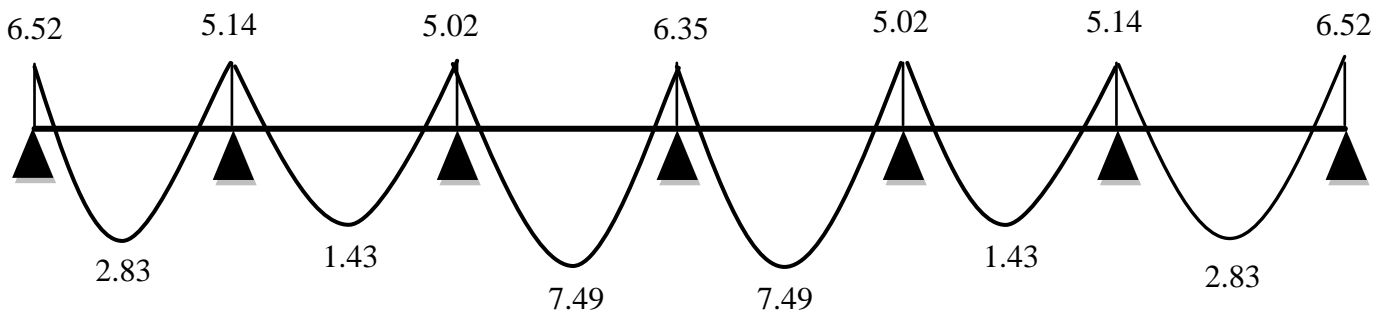
Figure.III.11. Schéma statique de poutrelle plancher étage (type1).

Type	Distance	ELU $q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
		M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	L (m)						
	3.00	6.93	6.52	2.83	5.01	4.71	2.05
	2.60	5.21	5.14	1.43	3.76	3.71	1.03
	3.70	10.54	5.02	7.49	7.62	3.63	5.42
	3.70	10.54	6.35	7.49	7.62	4.59	5.42
	2.60	5.21	5.02	1.43	3.76	3.63	1.03
	3.00	6.93	5.14	2.83	5.01	3.71	2.05
				6.52		4.71	

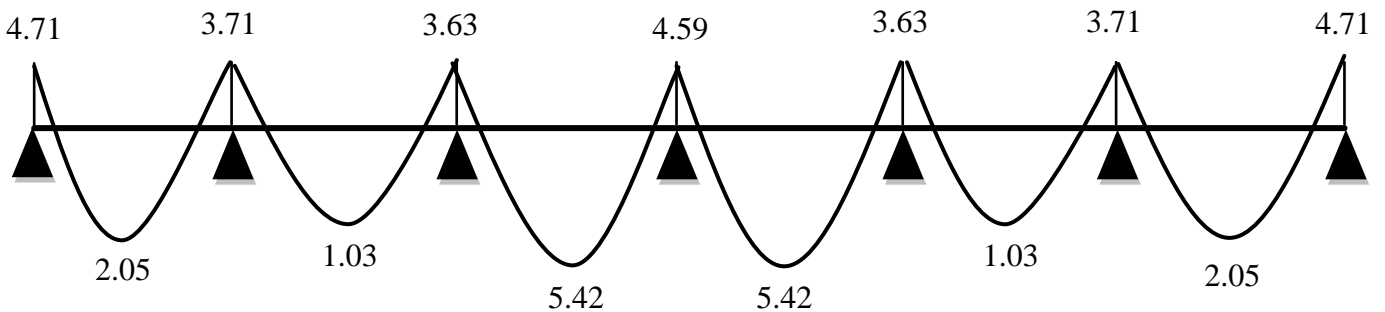
Tableau III.11. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1^{er} cas plancher étage (type 1).

➤ Diagrammes Des Moments :

❖ ELU :



❖ ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

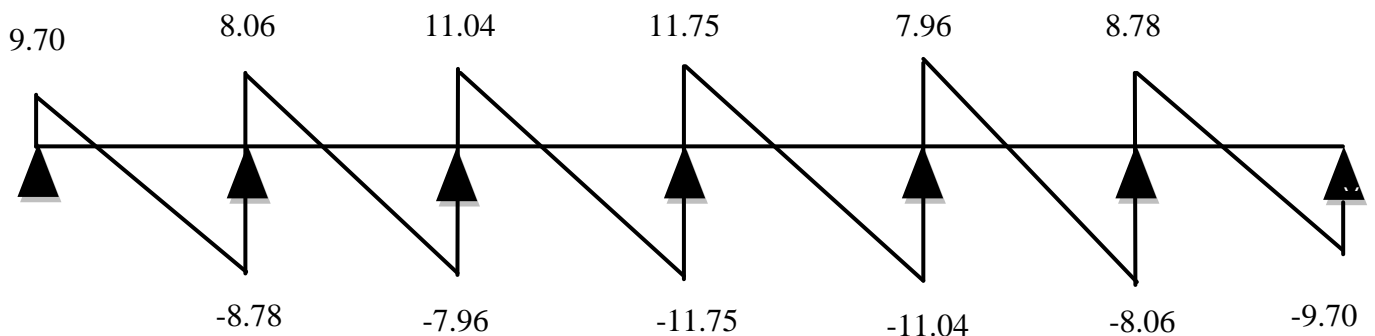
Les calculs se font pour le 1^{er} cas seulement (le cas le plus défavorable).

Type	Travée	Distance L (m)	ELU $q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 1	1	3.00	9.24	9.7	-8.78	6.68	7.01	-6.35
	2	2.60	8.01	8.06	-7.96	5.79	5.82	-5.75
	3	3.70	11.40	11.04	-11.76	8.23	7.97	-8.49
	4	3.70	11.40	11.75	-11.04	8.23	8.49	-7.97
	5	2.60	8.01	7.96	-8.06	5.79	5.75	-5.82
	6	3.00	9.24	8.78	-9.7	6.68	6.35	-7.01

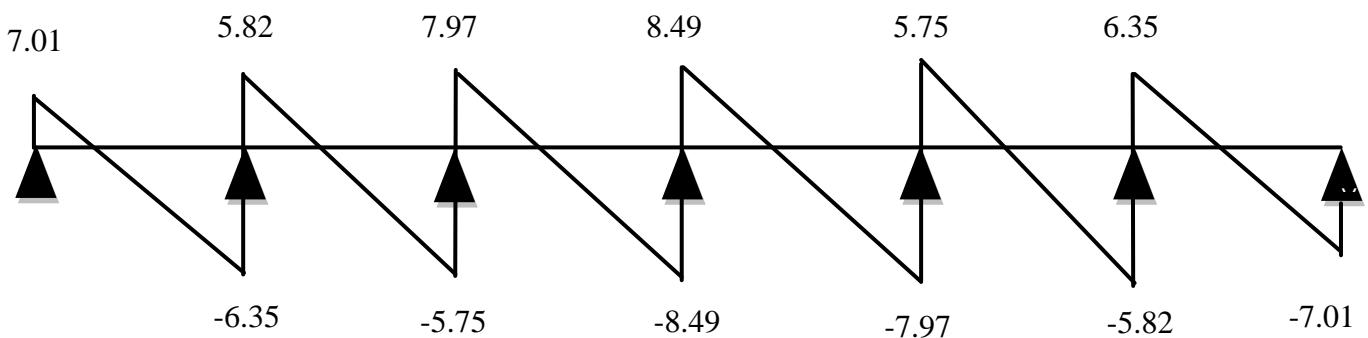
Tableau.III.12. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 1).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

➤ E.L.U :



➤ E.L.S :



➤ Calcul des armatures à l'E.L. U :

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- M_{\max} (travée) : $M_u = 7.49 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui de rive) : $M_u = 6.52 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u = 6.35 \text{ KN.m}$

D'après les calculs d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure

➤ **En travée**

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

➤ **Sur appui :**

Sur appui de rive : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.52 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.35 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

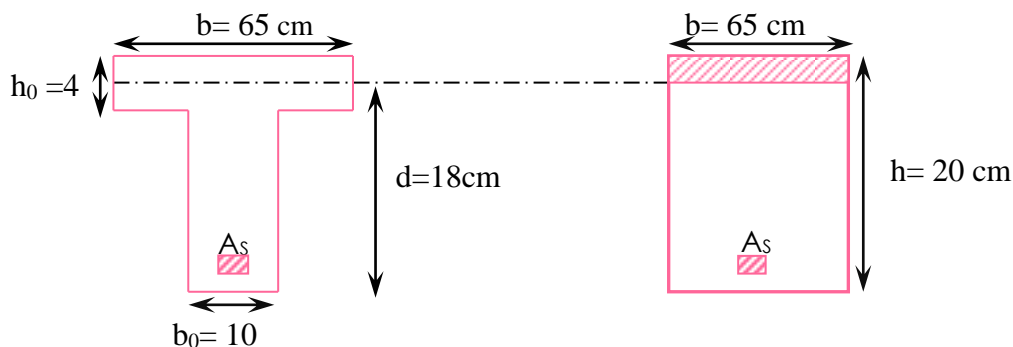


Figure.III.12 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	M	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	7.49	65	18	0.025	0.032	17.77	1.21	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	6.52	10	18	0.142	0.192	16.61	1.12	0.22	1HA12 = 1.13
Appuis intermédiaire	6.35	10	18	0.138	0.186	16.66	1.09	0.22	1HA12 = 1.13

Tableau.III.13. Calcul de ferrailage plancher étage (type 1).

➤ **Vérification à l'E.L. U :**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

↳ **En travée :**

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↳ **Appuis de rive :**

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↳ **Appuis intermédiaires :**

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 11.76 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.76 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.653 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

✓ On choisir : $A_t = 2 \text{ HA } 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min (16.20 ; 40 \text{ cm})$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

↳ Appuis de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 9.7 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.20 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.20 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

↳ Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 11.76 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.45 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.50 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Vérification à l'E.L. S

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u/M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Travée	0.032	1.38	0.44	CV
Appui de rive	0.192	1.38	0.44	CV
Appuis intermédiaire	0.186	1.38	0.44	CV

Tableau.III.14.Vérification à l'ELS plancher étage (type1).

➤ Vérification de flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.49}{10.54 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.054 > 0.047 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{A_{st\ adopt}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Type 2 :

➤ Calcul des moments :

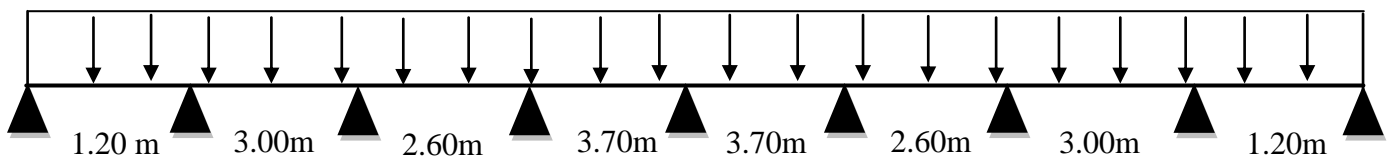


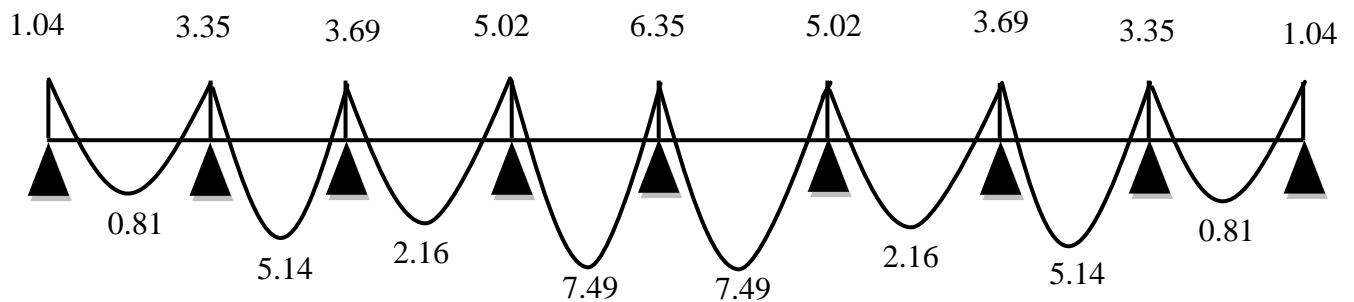
Figure.III.13 : Schéma statique de poutrelle plancher étage (type2).

Type	Distance	ELU $q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
		M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	L (m)						
	1.20	1.11	1.04	-0.81	0.81	0.75	0.58
	3.00	6.93	3.35	5.14	5.01	2.42	3.72
	2.60	5.21	3.69	2.16	3.76	2.67	1.55
	3.70	10.54	5.02	7.49	7.62	3.63	5.42
	3.70	10.54	6.35	7.49	7.62	4.59	5.42
	2.60	5.21	5.02	2.16	3.76	3.63	1.55
	3.00	6.93	3.69	5.14	5.01	2.67	3.72
	1.20	1.11	3.35	-0.81	0.81	2.42	0.58
				1.04			0.75

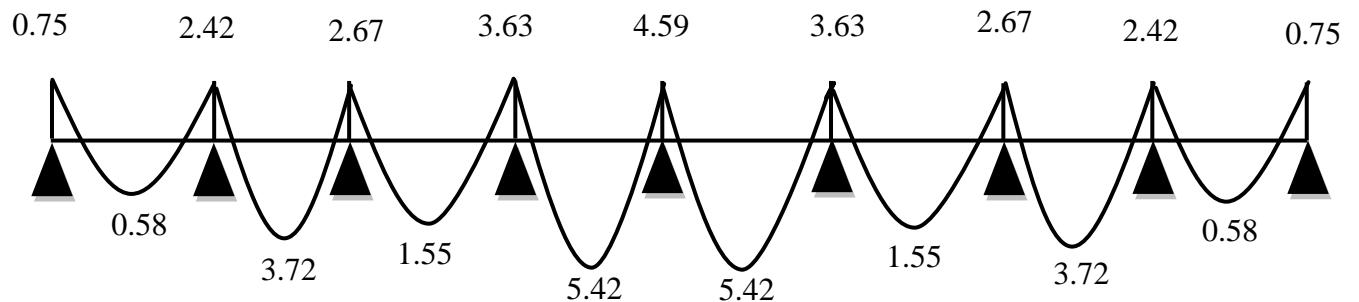
Tableau III.15. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1^{er} cas plancher étage (type 2)

➤ Diagrammes Des Moments :

❖ ELU :



❖ ELS :



➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

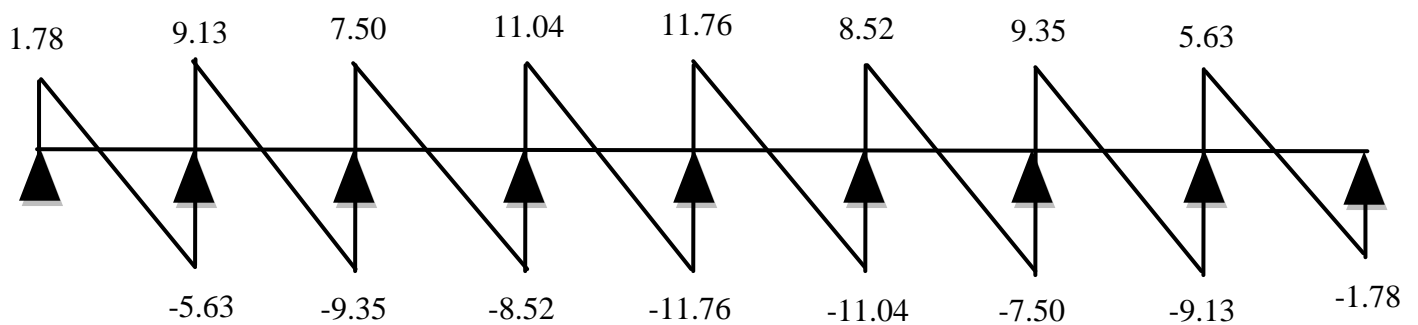
Les calculs se font pour le 1^{er} cas seulement (le cas le plus défavorable).

Type	Travée	Distance L (m)	ELU $q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 2	1	1.20	3.70	1.78	-5.63	2.67	1.28	-4.06
	2	3.00	9.24	9.13	-9.35	6.68	6.60	-6.76
	3	2.60	8.01	7.50	-8.52	5.79	5.42	-6.16
	4	3.70	11.40	11.04	-11.76	8.23	7.97	-8.49
	5	3.70	11.40	11.76	-11.04	8.23	8.49	-7.97
	6	2.60	8.01	8.52	-7.50	5.79	6.16	-5.42
	7	3.00	9.24	9.35	-9.13	6.68	6.76	-6.60
	8	1.20	3.70	5.63	-1.78	2.67	4.06	-1.28

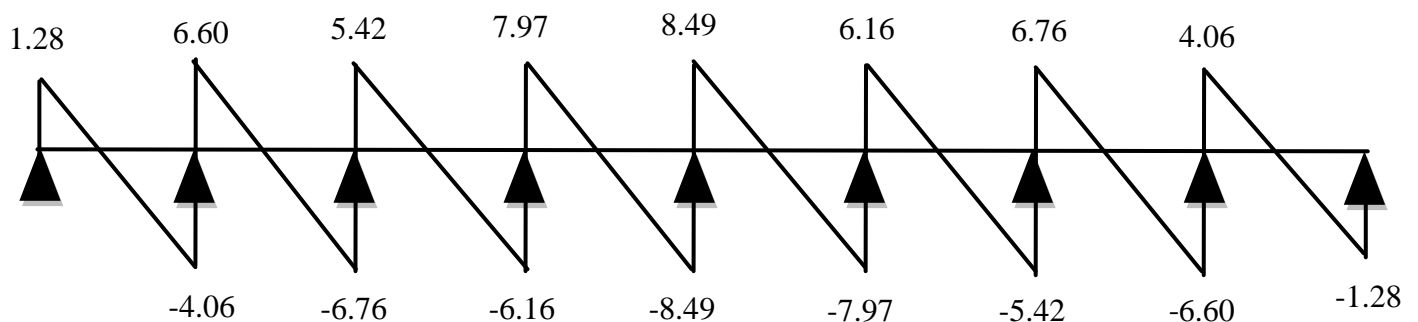
Tableau.III.16. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 2).

➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**

➤ **E.L.U :**



➤ **E.L.S :**



➤ **Calcul des armatures à L'E.L. U :**

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- M_{max} (travée) : $M_u = 7.49$ KN.m
- M_{max} (appui de rive) : $M_u = 1.04$ KN.m
- M_{max} (appui intermédiaire) : $M_u = 6.35$ KN.m

D'après les calculs d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ **En travée**

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

➤ **Sur appui :**

✚ Sur appui de rive : $M_t = 58.91$ KN.m $>$ $M_u = 1.04$ KN.m.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

✚ Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 58.91$ KN.m $>$ $M_u = 6.35$ KN.m.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	M	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	7.49	65	18	0.025	0.032	17.77	1.21	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	1.04	10	18	0.023	0.029	17.79	0.17	0.22	1HA10 = 0.79
Appuis intermédiaire	6.35	10	18	0.138	0.186	16.66	1.09	0.22	1HA12 = 1.13

Tableau. III.17. Calcul de ferrailage plancher étage (type 2).

➤ **Vérification à l'E.L. U :**

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

✚ **En travée :**

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 11.76 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11.76 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$.

✓ On choisir : $A_t = 2 \text{ HA } 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min (16.20 ; 40 \text{ cm})$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

↪ **Appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 5.63 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

↪ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 11.76 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u/M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Travée	0.032	1.38	0.44	CV
Appui de rive	0.029	1.38	0.44	CV
Appuis intermédiaire	0.186	1.38	0.44	CV

Tableau. III.18. Vérification à l'ELS plancher étage (type2).

➤ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.49}{10.54 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.054 > 0.047 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc le calcul de la flèche est inutile

➤ **Type 3 :**

➤ **Calcul des moments :**

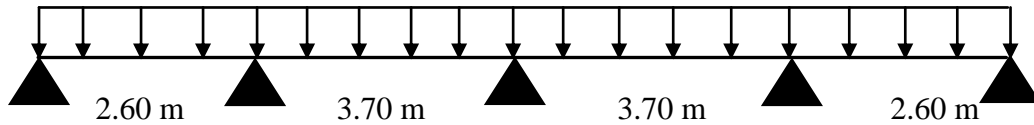


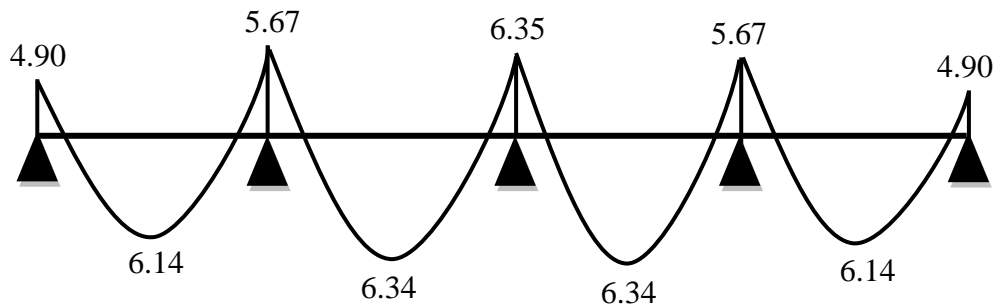
Figure.III.14 : Schéma statique de poutrelle plancher étage (type3).

Type	Distance	ELU			ELS		
		$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			$q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
Type 3	L (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
	2.60	5.21	4.90	1.23	3.76	3.54	0.89
	3.70	10.54	5.67	7.17	7.62	4.09	5.19
	3.70	10.54	6.35	7.17	7.62	4.58	5.19
	2.60	5.21	5.67	1.23	3.76	4.09	0.89
				4.90			3.54

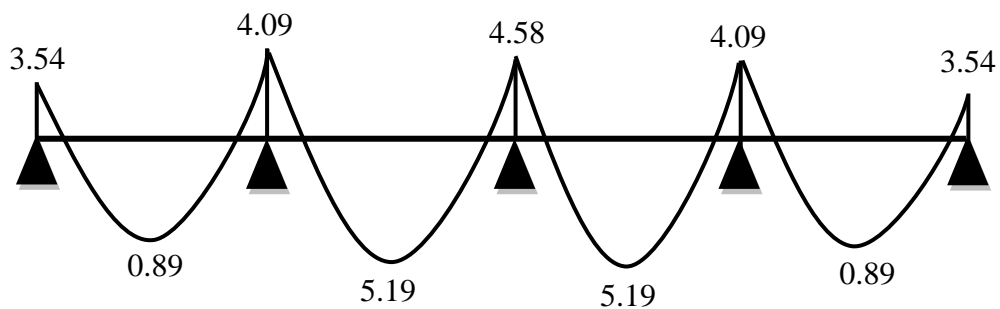
Tableau.III.19. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1^{er} cas plancher étage (type 3).

➤ Diagrammes Des Moments :

➤ ELU :



➤ ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

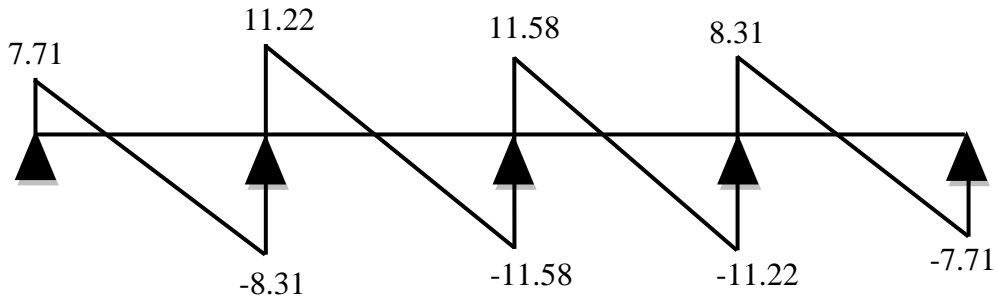
Les calculs se fait pour le 1^{er} cas seulement (le cas le plus défavorable)

Type	Travée	Distance L (m)	ELU $q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.45 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 3	1	2.60	8.01	7.71	-8.31	5.79	5.58	-8.44
	2	3.70	11.40	11.22	-11.58	8.23	8.09	-5.92
	3	3.70	11.40	11.58	-11.22	5.79	5.92	-8.09
	4	2.60	8.01	8.31	-8.01	8.23	8.44	-5.58

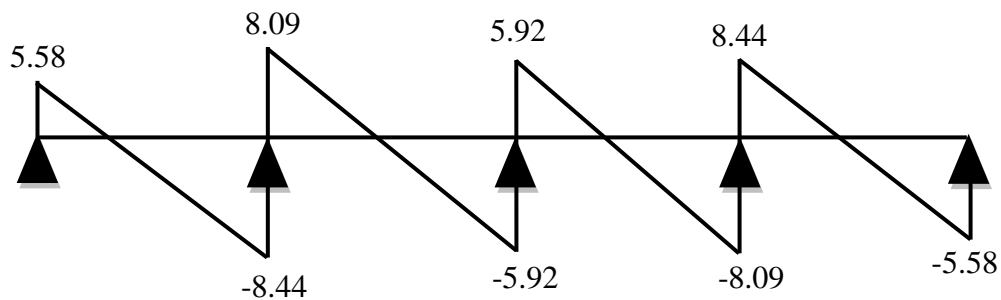
Tableau III.20. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 3).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

❖ ELU :



❖ ELS :



➤ Calcul des armatures à L'E.L. U :

Le calcul se fait à l'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- M_{\max} (travée) : $M_u = 7.17 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui de rive) : $M_u = 4.90 \text{ KN.m}$
- M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u = 6.35 \text{ KN.m}$.

D'après les calculs d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ En travée

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

➤ Sur appui :

✚ Sur appui de rive : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 4.90 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

✚ Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 58.91 \text{ KN.m} > M_u = 6.35 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	M	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.17	65	18	0.024	0.030	17.78	1.16	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	4.90	10	18	0.106	0.140	17.00	0.82	0.22	1HA12 = 1.13
Appuis intermédiaire	6.35	10	18	0.138	0.186	16.66	1.09	0.22	1HA12 = 1.13

Tableau.III.21. Résultat de Calcul de ferrailage plancher étage (type 3).

➤ Vérification à l'E.L. U :

• Vérification de la condition de non fragilité

↳ En travée :

$A_{min} = 1.41\text{cm}^2 < A_s = 2.36\text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

↳ Appuis de rive :

$A_{min} = 0.22\text{cm}^2 < A_s = 1.13\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$

↳ Appuis intermédiaires :

$A_{min} = 0.22\text{cm}^2 < A_s = 1.13\text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_{u\ max} = 11.58\text{ KN}$

La fissuration est considérée non préjudiciable donc :

$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11.58 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.64\text{ MPa}$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots CV$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10}\right)$

$\phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1)\text{cm}$

On adopte $\phi_t = 0.6\text{ cm} = 6\text{ mm}$

✓ On choisir : $A_t = 2\text{ HA } 6 = 0.57\text{cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min (16.20 ; 40 \text{ cm})$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

↳ **Appuis de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 8.31 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

↳ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 11.58 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 180} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_{bc} = 1.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Travée	0.030	1.38	0.44	CV
Appui de rive	0.140	1.38	0.44	CV
Appuis intermédiaire	0.186	1.38	0.44	CV

Tableau.III.22.Vérification à l'ELS plancher étage (type3).

➤ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.004 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.17}{10.54 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.054 > 0.045 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Schémas de ferrailage :

↪ Type 1 :

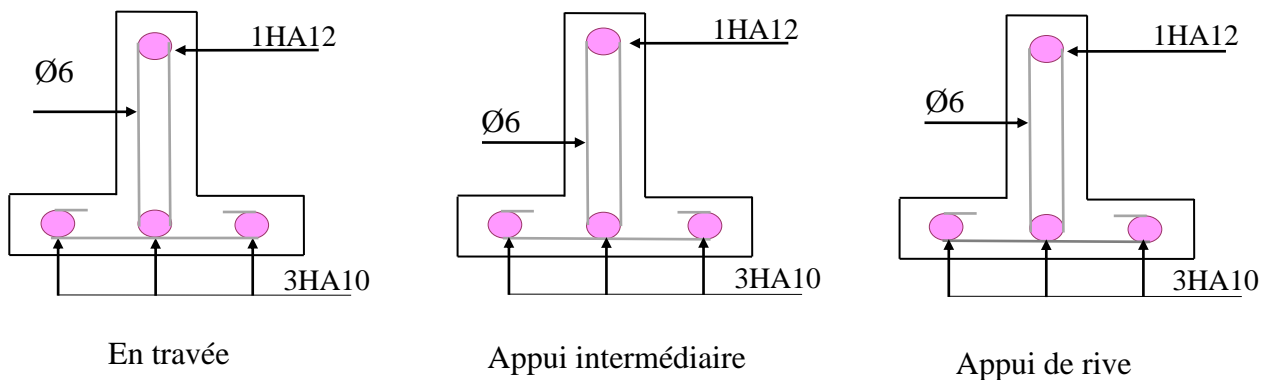


Figure.III.15 : Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type1).

↪ Type 2 :

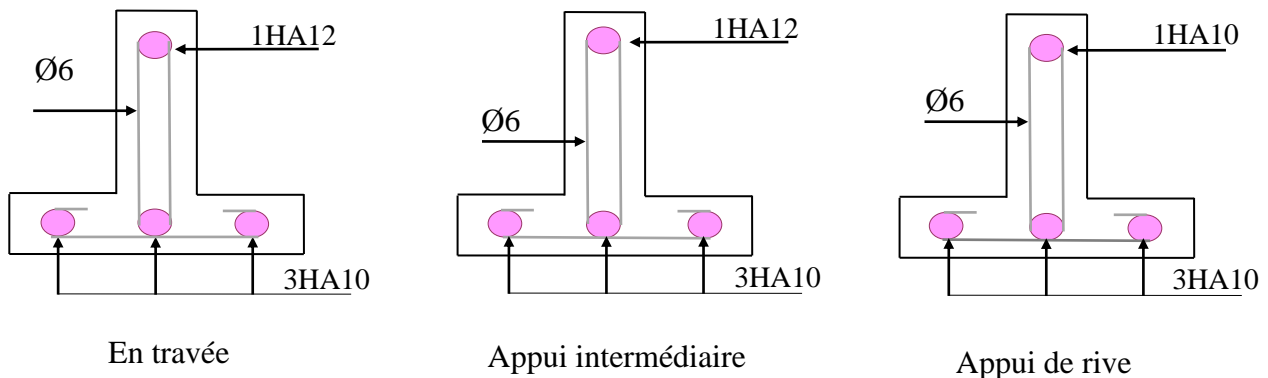


Figure.III.16 : Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type2).

↪ Type 3 :

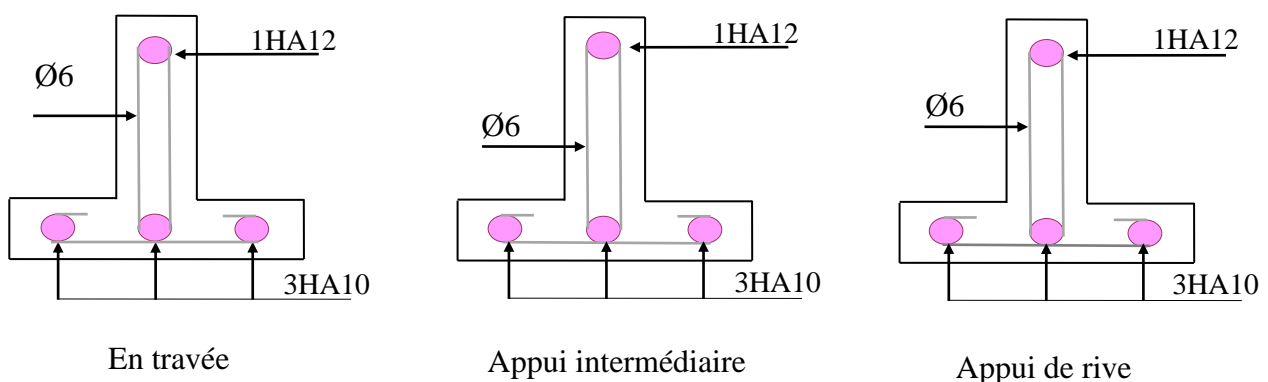


Figure.III.17 : Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage (Type3).

III.3.3. La dalle de compression :

III.3.3.1. Introduction :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$.

- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$.

Avec : **A** : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (**A** en : cm^2 pour mètre de nervures).

L_n : la distance entre axe des nervures.

➤ **Les armatures parallèles aux nervures :**

Autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\left(\frac{A}{2}\right)$.

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \leq 65 \text{ cm} \leq 80$.

D'ou : $A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : 5T6 = $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures parallèles aux nervures :**

$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : 5T6 = $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$,

$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

➤ Schéma de ferrillage :

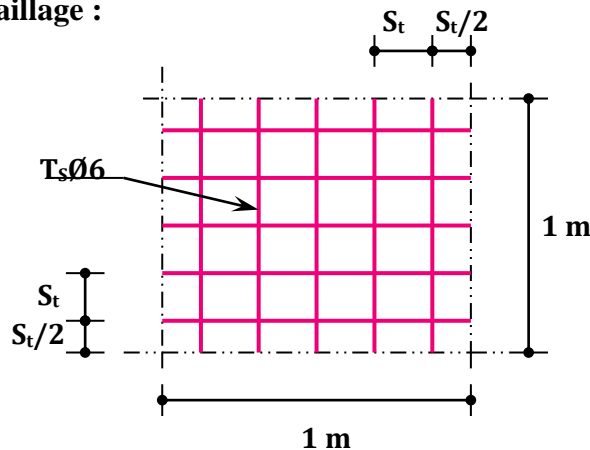


Figure. III .18 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.4. Les Balcons :

III.4.1. Introduction :

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposés des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur 1 ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés :

- ✓ balcons encastrés sur deux côtés
- ✓ balcons encastrés sur trois côtés

III.4.3. Étude des balcons :

✚ Type 1 : balcon encastré sur deux côtés :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur deux côtés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide du programme **Socotec**.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicitée, et les autres balcons auront le même que celui-ci.

➤ Evaluation des charges :

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

La Charge permanente : $G = 5.36 \text{KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{KN/m}^2$

➤ Sollicitation de calcul :

- L'E.L. U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/ml.}$$

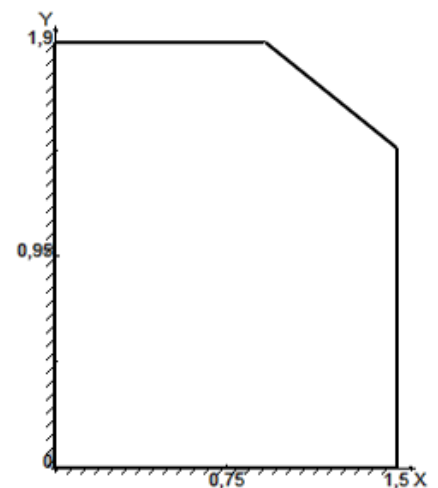


Figure.III.19 : Dimensions du Balcon type 1.

- Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	Coeff
1	Uniform	-Z	5.36	1.35
2	Uniform	-Z	3.5	1.5

Tableau.III.23. Type des charges à L'ELU.

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	0.45	1.90	0.69
Sur appui	1.5	1.90	-9.37
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	0.00	1.42	1.41
Sur appui	0.00	0.00	-8.83
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.45	0.00	-6.48
Max	1.5	1.9	26.50
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	0.00	0.00	-28.61
Max	0.00	1.90	5.14

Tableau.III.24. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

- L'E.L. S: $q_s = G+Q=8.86\text{KN/ml}$
- Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	Coeff
1	Uniform	-Z	5.36	1
2	Uniform	-Z	3.5	1

Tableau.III.25. Type des charges à L'ELS.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	0.45	1.90	0.49
Sur appui	1.5	1.90	-6.65
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	0.00	1.42	1
Sur appui	0.00	0.00	-6.26
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.45	0.00	-4.60
Max	1.5	1.90	18.81
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	0.00	0.00	-20.30
Max	0.00	1.90	3.65

Tableau.III.26. Les résultats des efforts à l'ELS.

➤ **Le ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). donc le calcul à l'ELS et l'ELU.

⇒ **ELU :**

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

On a : $\phi_x, \phi_y \leq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} \Rightarrow 1.6cm$

Donc : $\phi_x = \phi_y = 1 cm$

Calcul de dx et dy :

- $d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 cm$

- $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13.5 - 1 \Rightarrow d_y = 12.5cm$

Avec : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$; $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$; $Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$; $A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

➤ **Espacement maximal :**

- **Sens x-x**

$S_t \leq \min (3h ; 33 cm)$

$S_t \leq \min (48 ; 33 cm) \Rightarrow S_t = 25 cm$

- **Sens y-y**

$S_t \leq \min (4h ; 45 cm)$

$S_t \leq \min (64 ; 45 cm) \Rightarrow S_t = 25 cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m/ml)	-9.37	0.69	-8.83	1.41
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
μ	0.036	0.0027	0,040	0.0063
α	0.046	0.0034	0.051	0.0079
Z(cm)	13.25	13.48	12.25	12.46
As(cm²)	2.03	0.15	2.07	0.33
As(Min)	1,63	1.63	1.51	1.51

Asadopt(cm²/ml)	4T10=3.14		4T10=3.14	
St(cm)	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
S_{tmax} (cm)	33	33	45	45
S_t<S_{tmax}	CV	CV	CV	CV

Tableau.III.27. Résultats de ferrailage.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La Fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 2.5 ; 4 \text{ Mpa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = T_{ZX} = 26.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC} \\ V_u = T_{ZY} = 28.61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{26.50 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.196 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{28.61 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.228 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + [A'_s(y - d')] \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

• **Vérification des contraintes :**

On vérifier que : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right\}$

✓ **Contrainte du béton à la compression :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

✓ **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} ; \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K(d - y) \rightarrow \eta = 15 \text{ Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$D = \frac{15 \times A_{st}}{b}; \quad E = 2 \times d \times D; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}.$$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser}(KN. m)	-6.65	0.49	-6.26	1
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
As adop (cm²)	4T10 = 3.14		4T10 = 3.14	
D (cm)	0,47	0,47	0,47	0,47
E (cm²)	12.69	12.69	11.75	11.75
Y_{ser} (cm)	3.12	3.12	2.98	2.98
I (cm⁴)	6087.13	6087.13	5150.81	5150.81
K (N/mm³)	0,109	0,008	0.122	0,019
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	169.71	12.46	174.22	27.13
σ_{bc} (Mpa)	3.41	0,25	3.62	0,58
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

Tableau.III.28. Vérification des contraintes du balcon à l’ELS.

• **Vérification de la flèche :**

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{16}{190} = 0,084 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0,0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$$

➤ Schéma de ferrailage :

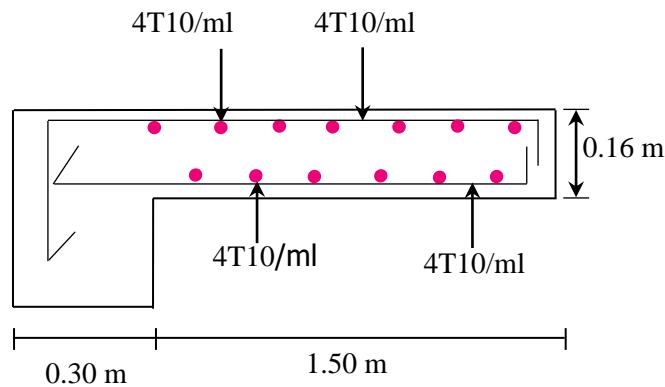


Figure.III.20. Ferrailage du balcon encastré sur deux coté.

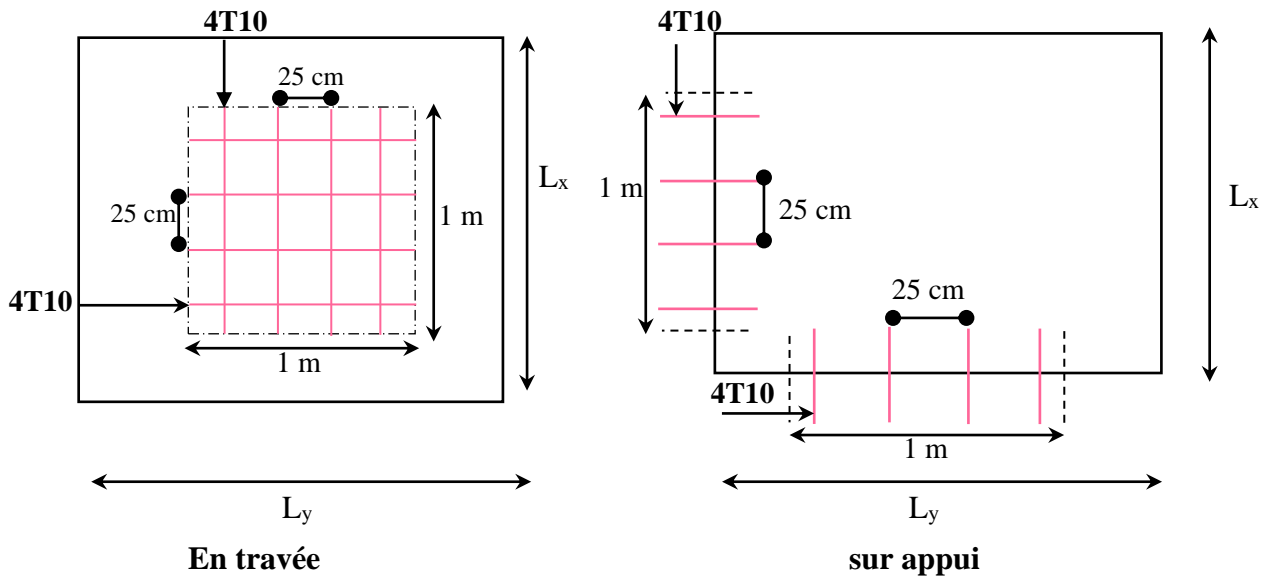


Figure.III.21 : Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.

✚ **Type 2 : balcon encastré sur trois coté :**

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois côtés, le calcul du ferrailage sera fait automatiquement à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

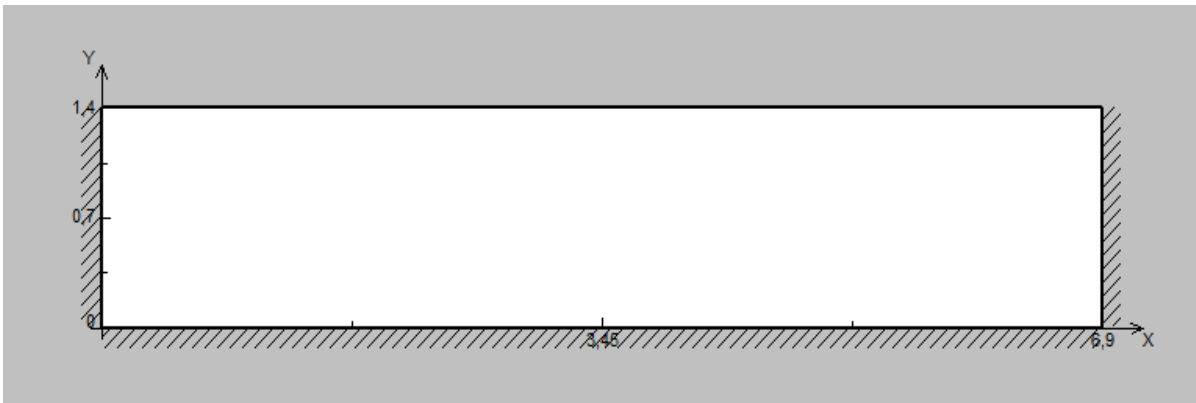


Figure.III.22 : Dimensions du Balcon type 2.

➤ **Evaluation des charges :**

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

La Charge permanente : $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

➤ **Sollicitations de calcul :**

• **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/ml.}$$

• **Les charges :**

N	Type	Comp	Valeur	Coeff
1	Uniform	-Z	5.36	1.35
2	Uniform	-Z	3.5	1.5

Tableau.III.29. Type des charges à L'ELU.

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	5.18	1.40	1.47
Sur appui	0.00	1.40	-9.34
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	0.00	0.00	0.29
Sur appui	3.29	0.00	-11.13
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.00	1.40	-30.55
Max	6.90	1.40	30.55
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	2.98	0.00	-18.81
Max	0.00	0.98	8.17

Tableau.III.30. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

- L'E.L. S :

$$q_s = G+Q=8.86\text{KN/ml}$$

- Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	Coef
1	Uniform	-Z	5.36	1
2	Uniform	-Z	3.5	1

Tableau.III.31. Type des charges à L'ELS.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	5.18	1.40	1.04
Sur appui	0.00	1.40	-6.63
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	0.00	0.00	0.20
Sur appui	3.29	0.00	-7.90
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)

Min	0.00	1.40	-21.67
Max	6.90	1.40	21.67
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	2.98	0.00	-13.35
Max	0.00	0.98	5.80

Tableau.III.32. Les résultats des efforts à l'ELS.

➤ **Le ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

⇒ **ELU :**

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\text{On a : } \phi_x, \phi_y \leq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} \Rightarrow 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \phi_x = \phi_y = 1 \text{ cm}$$

Calcul de dx et dy :

$$\bullet \quad d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow \mathbf{d_x = 13.5 \text{ cm}}$$

$$\bullet \quad d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13.5 - 1 \Rightarrow \mathbf{d_y = 12.5 \text{ cm}}$$

$$\text{Avec : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sens X-X		Sens	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN/m)	-9.34	1.47	-11.13	0.29
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
μ	0.036	0.0057	0,050	0.0013
α	0.046	0.0071	0.064	0.0016
Z(cm)	13.25	13.46	12.18	12.49
As(cm²)	2.02	0.31	2.62	0.06
As(Min)	1,63	1.63	1.51	1.51

Asadopt(cm²/ml)	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01
St(cm)	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
St max (cm)	33	33	45	45
St<St max	CV	CV	CV	CV

Tableau.III.33. Résultats de ferrailage de balcon type2.

➤ **Espacement maximal :**

- **Sens x-x**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (48 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Sens x-x**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (64 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

La Fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 2.5 ; 4 \text{ Mpa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = T_{ZX} = 30.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC} \\ V_u = T_{ZY} = 18.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{30.55 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{18.81 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

- **Vérification des contraintes :**

On vérifie que : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right\}$

✓ **Contrainte du béton a la compression :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

✓ **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K(d - y) \rightarrow \eta = 15 \text{ Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	-6.63	1.04	-7.90	0.20
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
As adop (cm²)	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01
Y_{ser} (cm)	3.12	2.56	2.99	2.45
I (cm⁴)	6807.13	4167.70	5150.75	3535.43
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0.09	0.02	0.15	0.006
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	140.13	32.82	213.98	9.05
σ_{bc} (Mpa)	3.04	0.64	4.58	0.14
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CV

Tableau.III.34. Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type2.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{16}{140} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0,0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$$

• **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

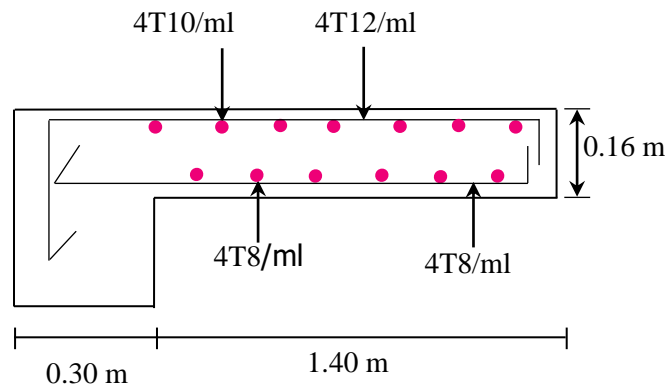
- Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$$

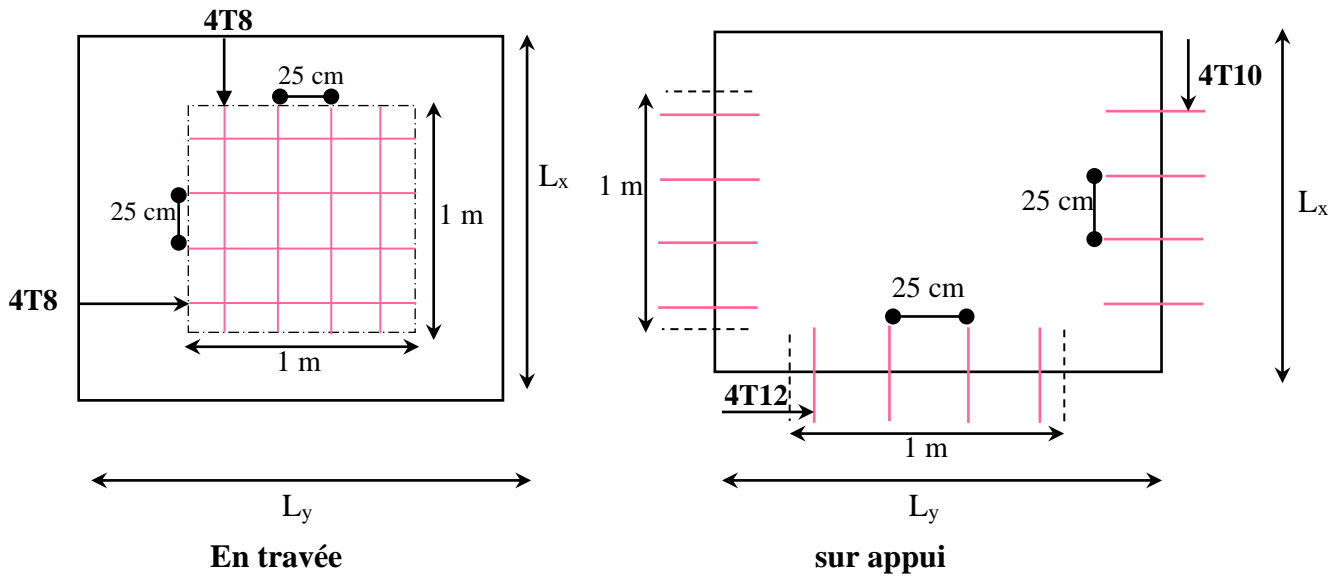
M _{SER} (KN.m)	μ _s	B	A _{ser} (cm ²)	K	σ _{bc} = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	A _S adopté (cm ²)	S _t (cm)
M _{ay} = 7.90	0,0025	0,9174	3.42	45.53	4.43	Vérifier	4T12=4,52	25

Tableau. III.35. Ferrailages à l'ELS du balcon type2 .

- Schéma de ferrailage :



FigureIII.23 : Ferrailage du balcon encastré sur trois coté.



FigureIII.24 : Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.

III.5. Les escaliers :

III.5.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place.

✚ Pour notre cas, on a principalement un type d'escalier avec deux volées identiques.

III.5.3. Calcul des escaliers :

III.5.3.1. Escalier étage + RDC :

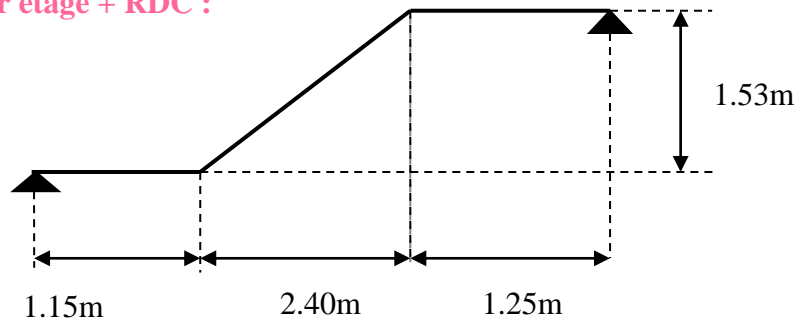


Figure.III.25 : Schéma statique de l'escalier.

Les calculs sont fera pour une bande de 1m

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G+Q
Palier	5.27	2.5	10.86	7.77
Paillasse	8.075	2.5	14.65	10.575

Tableau. III.36 : combinaison des charges.

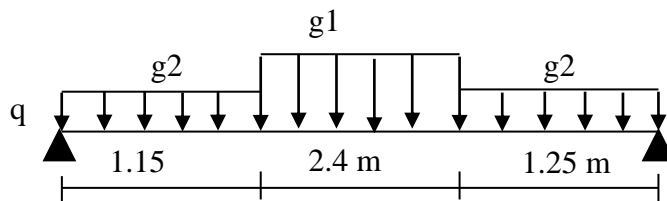


Figure. III.26 : Distribution des charges.

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **La charge équivalente :**

$$G_{eq} = \frac{\sum G \times L_i}{\sum L_i}$$

$$G_{eq} = \frac{1.15 \times 5.27 + 8.075 \times 2.4 + 5.27 \times 1.25}{1.15 + 2.40 + 1.25} = 6.67 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ kn/m}$$

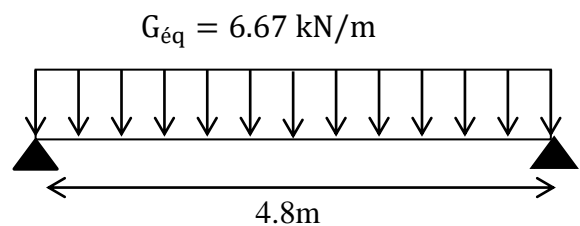


Figure. III.27 : La charge équivalente.

➤ **Les combinaisons des charges :**

↪ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_{eq} + 1.5Q = 1.35 \times 6.67 + 1.5 \times 2.5 = 12.75 \text{ kn/ml}$$

↪ **ELS:**

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 6.67 + 2.5 = 9.17 \text{ kn/ml}$$

➤ **Sollicitation de calcul de l'escalier :**

↪ **ELU :**

- Moment isostatique : $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.75 \times 4.8^2}{8} = 36.72 \text{ KN/m}$
- Moment sur appui : $M_{au} = 0.3 M_0 = 11.02 \text{ KN/m}$
- Moment en travée : $M_{tu} = 0.85 M_0 = 31.21 \text{ KN/m}$

↪ **ELS :**

- Moment isostatique : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{9.17 \times 4.8^2}{8} = 26.41 \text{ KN/m}$
- Moment sur appui : $M_{au} = 0.3 M_0 = 7.92 \text{ KN/m}$
- Moment en travée : $M_{tu} = 0.85 M_0 = 22.45 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul du ferrailage :**

➤ **Les armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple pour une bande de 1 ml, la section du béton est $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.

On a: $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

$f_{c28}(\text{MPa})$	Θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	d(cm)	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	13.5	14,16	348	400

Tableau III.37. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

Avec : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$; $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$; $Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$; $A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	D (cm)	Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As adopte (cm ²)
Travée	100	13.5	31.21	0.121	0.161	12.63	7.10	1.5	5HA14=7.70
Appuis	100	13.5	11.02	0.042	0.053	13.21	2.39	1.5	4HA10=3.14

Tableau.III.38. Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

⇒ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Section	A _r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s adopte} (cm ²)	St (cm)
Travée	1.93	1.5	4HA8	25
Appuis	0.79	1.5	3HA8	25

Tableau. III. 39. Les Résultats du calcul de ferrailage des armatures de répartition.

➤ Vérification à l'E.L. U :

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

↪ En travée :

$$A_{smin} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

↪ En appui :

$$A_{smin} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}.$$

• En travée : S_t = 25 cm ≤ 33cm.....CV.

• Sur appui : S_t = 25 cm ≤ 33cm.....CV.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle à L'ELU :

Il faut que : τ_u < τ̄

La fissuration est considérée préjudiciable donc :

• τ̄ = min(0.15 × $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa) ⇒ τ̄ = 2.5 MPa

• τ_u = $\frac{V_u}{b_0 \times d}$ → avec T_u: l'effort tranchant maximal sur appui

• V_u = $\frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.75 \times 4.8}{2} = 30.6 \text{ KN}$

• τ_u = $\frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{30.6 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.25 \text{ MPa}$

⇒ τ_u = 0.24 < τ̄ = 2.5 CV

➤ Vérification des contraintes de béton à ELS :

Il faut vérifier que : α ≤ $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Section	α = 1,25(1 - √(1 - 2μ))	γ = M _u /M _{ser}	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α ≤ $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.162	1.39	0.45	CV
Appui	0.054	1.39	0.45	CV

Tableau.III.40. Vérification des contraintes de béton à ELS.

➤ **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{480} = 0.03125 < 0.0625 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.0625 < 0.085 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.70 \times 10^2}{1000 \times 135} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0057 < 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

- **f_{gv} ; f_{gi}** : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- **f_{ji}** : les flèches dues à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- **f_{pi}** : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{si : } L > 5m \end{array} \right.$$

🚦 Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépassée $0.5 + \frac{L}{1000}$

D'après le BAEL on a :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

Avec :

- Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0$

Avec :

- $A'_s = 0 ; A_s = 7.70 \text{ cm}^2$.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

- $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - V \right) + 15 \times A_s (d - V)^2$

Avec :

$$V = \frac{\left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)}{b \times d + 15 \times A_s} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ avec: } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	P	λ _i (Mpa)	λ _v (Mpa)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)
4.54	12391.75	8.74	28881.95	0.0057	3.68	1.47	32164.195	10818.865

Tableau.III.41. Déférent coefficient pour le calcul de la flèche.

➤ **Calcul des flèches dues à l'ensemble des charges permanente « f_{gv}, f_{gi} » :**

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

↪ Paillasse : q₁ = 8.075 KN/m.

↪ Palier : q₂ = 5.27 KN/m.

- $q_{eq} = \frac{5.27 \times 1.15 + 8.075 \times 2.4 + 5.27 \times 1.25}{4.8} = 6.67 \text{ KN/ml}$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = \frac{6.67 \times 4.8^2}{8} = 19.21 \text{ KN/m}$

- Moment sur appui : $M_{al} = 0.3 M_0 = 5.76 \text{ KN/m}$

- Moment en travée : $M_t = M_{gs} = 0.85 M_0 = 16.32 \text{ KN/m}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) \quad ; \quad I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

M _t (KN.m)	σ _s (Mpa)	μ _g	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	F _{gi} (cm)	f _{gv} (cm)
16.32	177	0.4	12852	20006.38	0.61	1.16

Tableau.III.42. Résultat de calcul F_{gi} et I_{fv}.

➤ **Calcul de la flèche « f_{pi} » :**

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 6.67 + 2.5 = 9.17 \text{ KN/ml}$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = \frac{9.17 \times 4.8^2}{8} = 26.41 \text{ KN/m}$

- Moment sur appui : $M_{al} = 0.3 M_0 = 7.92 \text{ KN}$

- Moment en travée : $M_t = M_{gs} = 0.85 M_0 = 22.45 \text{ kn/m}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d-y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pi} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad ; \quad I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pi}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_{pi} (KN.m)	σ_s (Mpa)	μ_{pi}	I_{fi} (cm ⁴)	F_{pi} (cm)
22.45	243.49	0.52	10904.09	0.98

Tableau.III.43. LA flèche due à G et Q.

➤ **Calcul de la flache Fji :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

↳ Paillasse : $G = 6.55$ KN/m

↳ Palier : $G = 3.75$ KN/m

- $q_{eq} = 1.35 \times G_{eq} = 1.35 \times 5.15 = 6.95$ KN/m

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = 20.02$ KN/m

- Moment sur appui : $M_{a1} = 0.3 M_0 = 6.00$ KN/m

- Moment en travée : $M_t = M_{gs} = 0.85 M_0 = 17.02$ KN/m

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d-y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) \quad ; \quad I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

M_{ji} (KN.m)	σ_s (Mpa)	μ_j	I_{fi} (cm ⁴)	F_{ji} (cm)
17.02	184.59	0.417	12534.77	0.98

Tableau. III.44. La flèche due à J.

➤ **Calcul de la flèche admissible :**

On a : $L = 4.8$ m $\Rightarrow f_{ad} = \frac{l}{500} = 9.6$ mm

Finalemment on a :

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

$$\Delta f_t = 1.16 - 0.98 + 0.98 - 0.61 = 0.55$$
 cm

III.5.3.1.1. Etude de la poutre palière :

III.5.3.1.2. Introduction :

La poutre palière est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 2 volées on réalise une poutre palière.

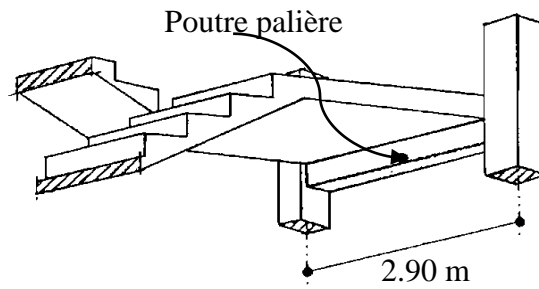


Figure.III.28 : Poutre palière.

III.5.3.1.3. Pré dimensionnement :

Selon **BAEL93** les dimensionnements de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

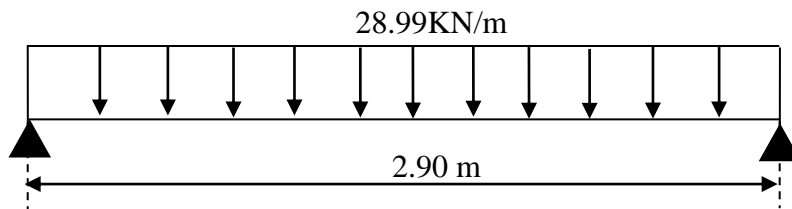


Figure.III.29 : La charge sur la poutre palière à ELS.

Suivant les conditions de le**RPA99/version 2003** :

- $h \geq 30\text{cm}$; $h=30 \text{ cm}$ CV
- $b \geq 20\text{cm}$; $b=30 \text{ cm}$ CV
- $\frac{h}{b} \leq 4$; $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$CV

Donc : nous prenons une section de $(b \times h) \text{ cm} = (30 \times 30) \text{ cm}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

⇒ **A l'état limite ultime :**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = (1.53 - 0.30 - 0.35) \times 2.78 = 2.45 \text{ KN/ml}$
- Les charges transmises par l'escalier : $R = q_{\text{eq}} \times \frac{L}{2} = 12.75 \times \frac{4.8}{2} = 30.6 \text{ KN/ml}$

Donc : $q_u = 1,35 \times (G_{\text{pout}} + G_{\text{mur}}) + R = 1,35 \times (2,25 + 2,45) + 30,6 = 36,95 \text{ KN/m}^2$

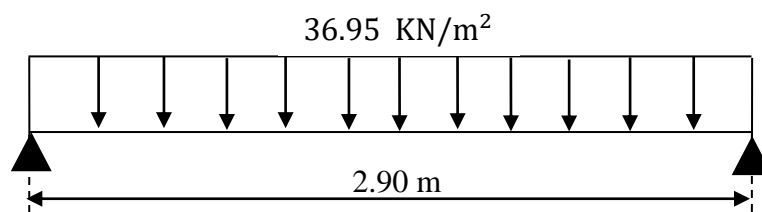


Figure.III.30: La charge sur la poutre palière à ELU.

➤ **Moment fléchissant à l'ELU :**

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.95 \times 2.90^2}{8} = 38.84 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 33.02 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.30 M_0 = 11.65 \text{ KN.m}$

⇒ **A l'état limite service :**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_{mur} = (1.53 - 0.30 - 0.35) \times 2.78 = 2.92 \text{ KN/ml}$
- Les charges transmises par l'escalier : $R = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 9.17 \times \frac{4.8}{2} = 22.01 \text{ KN/ml}$

Donc : $q_u = 1,35 \times (G_{poutre} + G_{mur}) + R = 1,35 \times (2,25 + 2.92) + 22.01 = 28.99 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Moment fléchissant à l'ELS :**

- Moment isostatique $M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{28.99 \times 2.9^2}{8} = 30.48 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 25.91 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 9.14 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

⇒ **Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

On a :

- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\sigma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPA}$
- $f_{su} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm}; \\ b = 30 \text{ cm}; \\ d = 0,9h = 27\text{cm}; \end{array} \right.$$

Section	B (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	A	Z (cm)	As min (cm ²)	As (cm ²)	A adopt (cm ²)
Travée	30	27	33.02	0.107	0.142	25.47	0.98	3.73	3T14 = 4.62
Appuis	30	27	11.65	0.038	0.048	26.48	0.98	1.26	3T10 = 2.36

Tableau.III.45. Résultats du calcul du ferraillage de poutre palier.

➤ **Vérification a l'ELU :**

✚ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}, \quad A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

↻ **En Travée:** $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

↻ **Sur appuis:** $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$
 - $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \rightarrow$ avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui
 - $v_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36.95 \times 2.9}{2} = 53.58 \text{ KN}$
 - $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{53.58 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.66 \text{ MPa}$
- ⇒ $\tau_u = 0.66 < \bar{\tau} = 3.33 \dots \dots \dots \text{ CV}$

➤ **Calcul des armatures d'âmes :**

- $A_t \times \frac{f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right]$.
- $S_t \leq \min [0,9 \times d ; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}$. On adopte: **$S_t = 20 \text{ cm}$**
- $A_t \geq 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} = 0,4 \times 30 \times \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$

→ $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²**.

➤ **Vérification à l'ELS :**

⇒ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

Section	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.142	1.27	0.38	CV
Appui	0.048	1.27	0.38	CV

Tableau. III.46. Vérification des contraintes de béton à ELS

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.1034 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.1034 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0049 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales (à la torsion)**

⇒ **Calcul du moment dus à la torsion :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.75 \times 4.8}{2} = 30.6 \text{ KN}$$

$$M_a = 0.1 \times V_u \times \frac{L}{2} = 0.1 \times 30.6 \times \frac{2.90}{2} = 4.48 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 4.48 \times \frac{2.90}{2} = 6.50 \text{ KN.m}$$

⇒ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (h - b_0) \times (a - b_0)$$

Avec :

$$\begin{cases} a = \min (b \times h) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{6.5 \times 10^6}{2 \times 5 \times 625 \times 10^3} = 1.04 \text{ MPa}$$

⇒ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11.08 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.66^2 + 1.04^2 = 1.52 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11.08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

➤ **Calcul des armatures :**

D'après le BEAL91 : $A_s^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \times U$

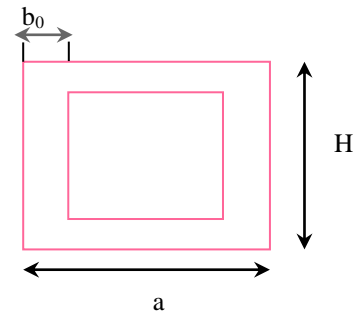


Figure.III.31 : Section creuse.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} A_S^{tor} : \text{armatures longitudinales de torsion.} \\ \Omega : \text{section efficace} \\ u : \text{périmètre de la section efficace } \Omega. \end{array} \right.$

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 1\text{ m}$$

$$A_S^{tor} = \frac{6.5 \times 10^6 \times 1 \times 10^3}{2 \times 348 \times 625 \times 10^2} = 149.43 \text{ mm}^2 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Alors les aciers longitudinaux :

- En travée : $A_S^{fle} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- Sur appui : $A_S^{fle} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- $A_S^{tor} = 2\text{T}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a : $\frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \times f_e = \frac{2.26}{5 \times 100} \times 400 = 1.81 \text{ MPa}$$

Donc : $\frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{6.5 \times 10^5}{2 \times 625 \times 348 \times 10^2} = 0,015 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,015 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.015 \times 20 = 0.30 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $2\text{T}8 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de ferrailage :**

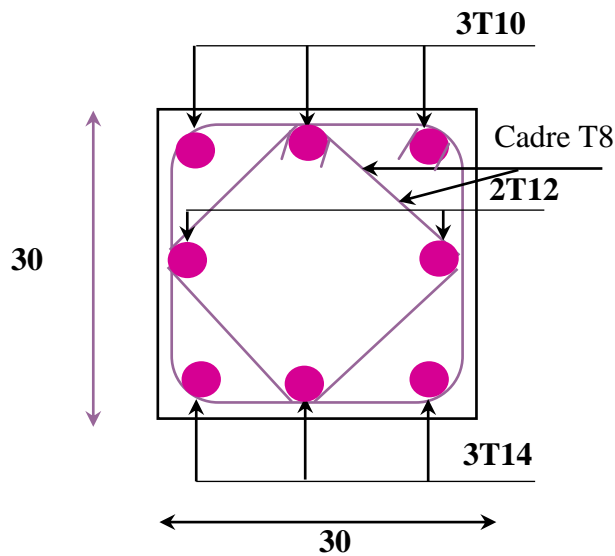


Figure. III.32 : Ferrailage de la poutre palière.

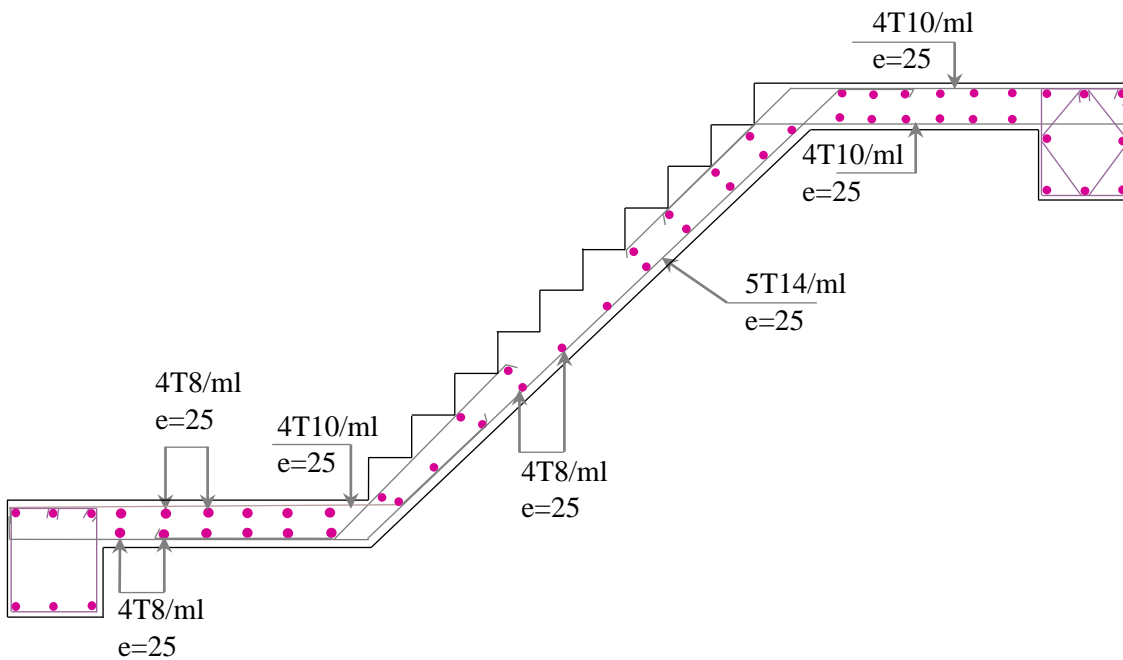


Figure. III.3 : Ferrailage de l'escalier.

III.6. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

IV.1. Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les Roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis et effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol, ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

IV.3.1. Présentation de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

➤ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2** du **RPA 99**. Ces conditions sont restées inchangées.

IV.3.2. Présentation de la méthode modale spectrale :

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
2. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (**03**) DDL (**02** translations horizontales et **une** rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfait).

IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

La classification des zones sismiques : selon le RPA on a 4 zones sismiques

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne (**II_a**, **II_b**)
- Zone III : sismicité élevée

❖ **La classification des sites :**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ **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 on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau.IV.1. Coefficient d'accélération de zone A.

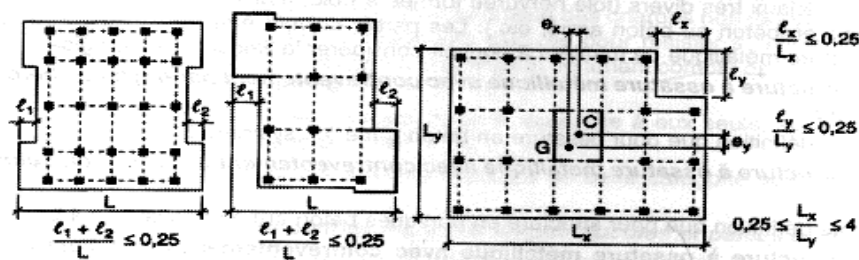
❖ **La classification du système de contreventement.**

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau.IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.

Régularité :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



• **Régularité en plan :**

Selon x :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{1.50}{23.70} = 0.38 > 0.25 \dots\dots\dots C.V$$

Selon y :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{1.90}{23.20} = 0.08 \leq 0.25 \dots\dots\dots C.V$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{23.70}{23.20} = 1.02 \leq 4 \dots\dots\dots C.V$$

Donc notre structure est classée comme une structure régulière.

• **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation

$$\frac{B'}{B} = 0.97 \geq 0.67 \dots\dots\dots C.V$$

La structure est classée régulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II	
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A= 0,15
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 3.5 C _T = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Régulier en plan Régulier en élévation	Bâtiment Régulier
La hauteur de la structure	H= 45.90	>23 m

Tableau.IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du **RPA99v2003** qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

Il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments constitutants ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de « Q » est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q: est la pénalité à retenir selon le critère de qualité à est satisfait ou non sa valeur est Donnée par le **tableau 4.4 du R.P.A.**

Critère q	P _q	Observer / non observer
Condition minimale sur les files de contreventement	0	O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0	O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	N. O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N. O
Σ q	0,15	

Tableau.IV.4. Valeurs des pénalités P_q.

$$Q = 1 + 0.15 = 1,15$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T₁ et T₂ :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

❖ Facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 pages 46) $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ Pourcentage d'amortissement critique :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 pages 48), $\xi = 7\%$ pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.IV.5. Valeurs de ξ (%).

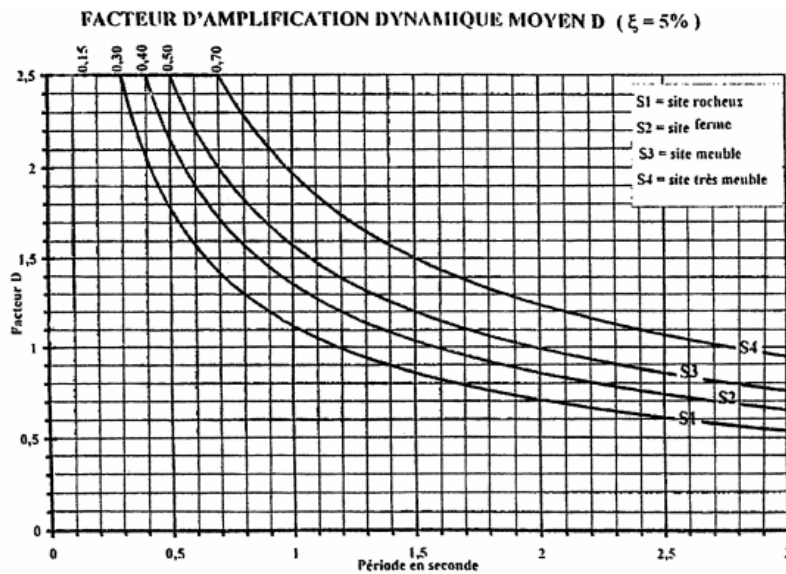


Figure IV.1. Diagramme de spectre en fonction de site par RPA

IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

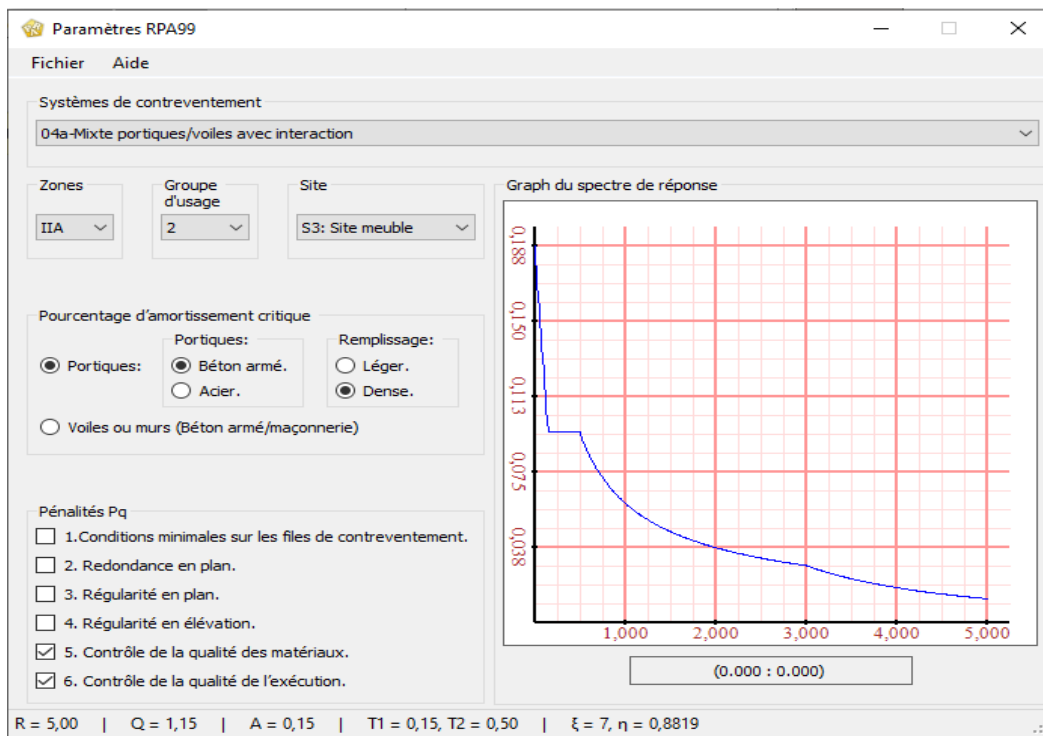


Figure IV.2. Le spectre de réponse.

IV.5.2. Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

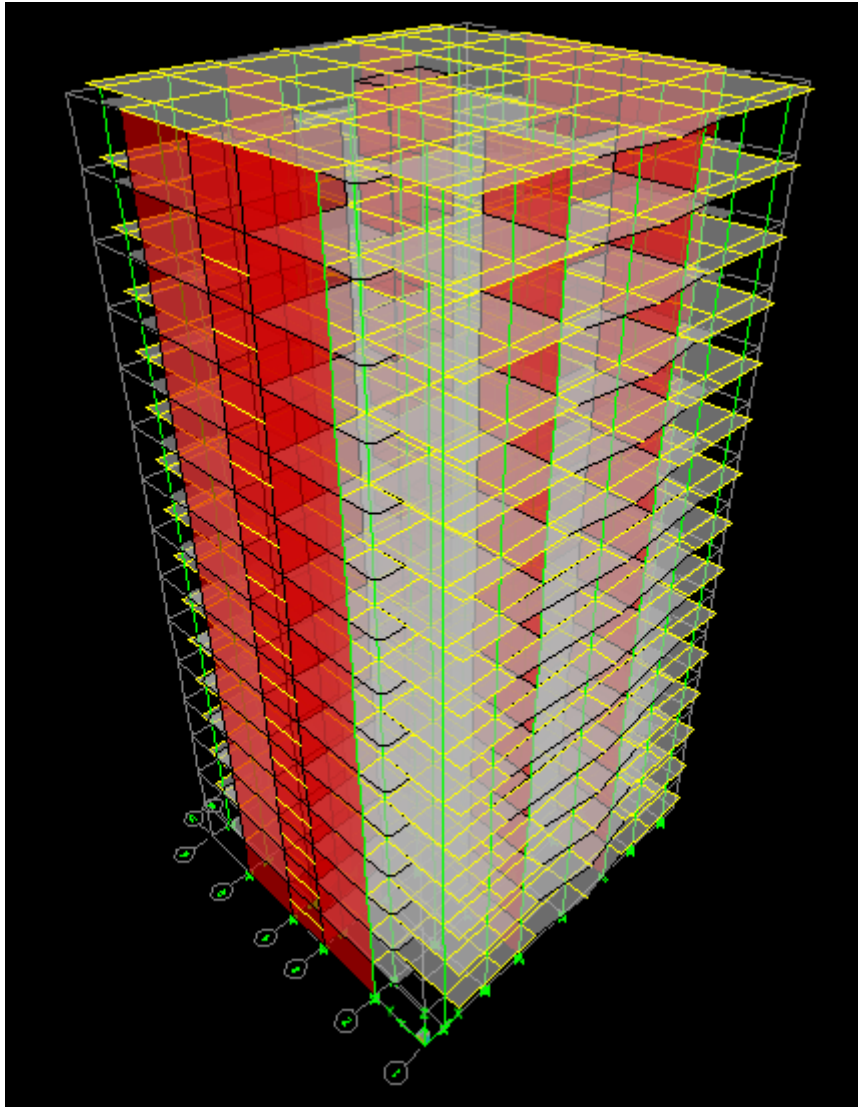


Figure IV.3. Modélisation de la structure de tour par ETABS.

IV.5.2.3. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité Q RPA99/ Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6. Etape de modélisation :

- La modélisation est effectuée comme suit : - Définition des matériaux ; - Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME ; - Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles ;

- Définition des sections ; - Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ; - Introduction du spectre de réponse à appliquer ; - définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$, BAEL 91
- ELS : $G + Q$, BAEL 91
- $G + Q + E_x$, RPA 2003,5.2
- $G + Q + E_y$, RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_x$, RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_y$, RPA 2003,5.2 .

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;

- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

IV.7. La proposition de disposition des voiles :

Il y a plusieurs cas proposent :

↳ **Cas 1 : Structure en portique « sans voile » :**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.851366	74.6427	0.0000	0.0000	74.6427	0.0000	0.0000
2	1.789873	0.0000	75.8479	0.0000	74.6427	75.8479	0.0000
3	1.652186	0.3215	0.0000	0.0000	74.9642	75.8479	0.0000
4	0.639504	11.7375	0.0000	0.0000	86.7016	75.8479	0.0000
5	0.622057	0.0000	11.2541	0.0000	86.7016	87.1020	0.0000
6	0.580173	0.0682	0.0000	0.0000	86.7698	87.1020	0.0000
7	0.367409	4.3147	0.0000	0.0000	91.0845	87.1020	0.0000
8	0.363199	0.0000	4.1600	0.0000	91.0845	91.2620	0.0000
9	0.342294	0.0495	0.0000	0.0000	91.1341	91.2620	0.0000
10	0.252462	2.3485	0.0000	0.0000	93.4826	91.2620	0.0000
11	0.251457	0.0000	2.3086	0.0000	93.4826	93.5706	0.0000
12	0.237940	0.0401	0.0000	0.0000	93.5227	93.5706	0.0000

Tableau.IV.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

↳ Cas 2 : système contreventement avec voile :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.031487	65.3184	0.000	65.3184	0.000	0.0597	0.0597
2	0.694234	0.000	65.1613	65.3184	65.1613	0.000	0.0597
3	0.595487	0.0586	0.000	65.3770	65.1613	65.9285	65.9881
4	0.241094	18.9429	0.000	84.3198	65.1613	0.0232	66.0114
5	0.160865	0.000	20.1992	84.3198	85.3605	0.000	66.0114
6	0.144310	0.0136	0.000	84.3335	85.3605	20.5304	86.5417
7	0.104909	7.2132	0.000	91.5466	85.3605	0.0049	86.5466
8	0.072382	0.000	6.7577	91.5466	92.1183	0.000	86.5466
9	0.067109	0.0012	0.000	91.5478	92.1183	6.6163	93.1629
10	0.062531	3.5244	0.000	95.0722	92.1183	0.0003	93.1632
11	0.044613	0.000	3.1942	95.0722	95.3124	0.000	93.1632
12	0.043626	1.8506	0.000	96.9228	95.3124	0.0535	93.2167

Tableau.IV.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.

➤ Les modes propres :

⇒ 1^{ere} mode : (Translation suivant XX) :

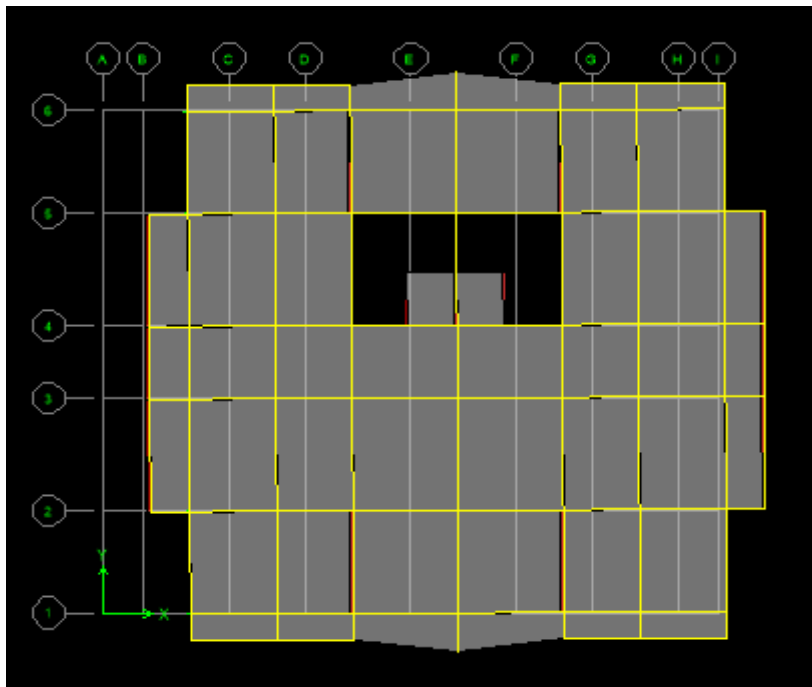


Figure.IV.4 : Mode 1 ; T= 1.0315 sec.

⇒ 2^{eme} mode : (Translation suivant YY) :

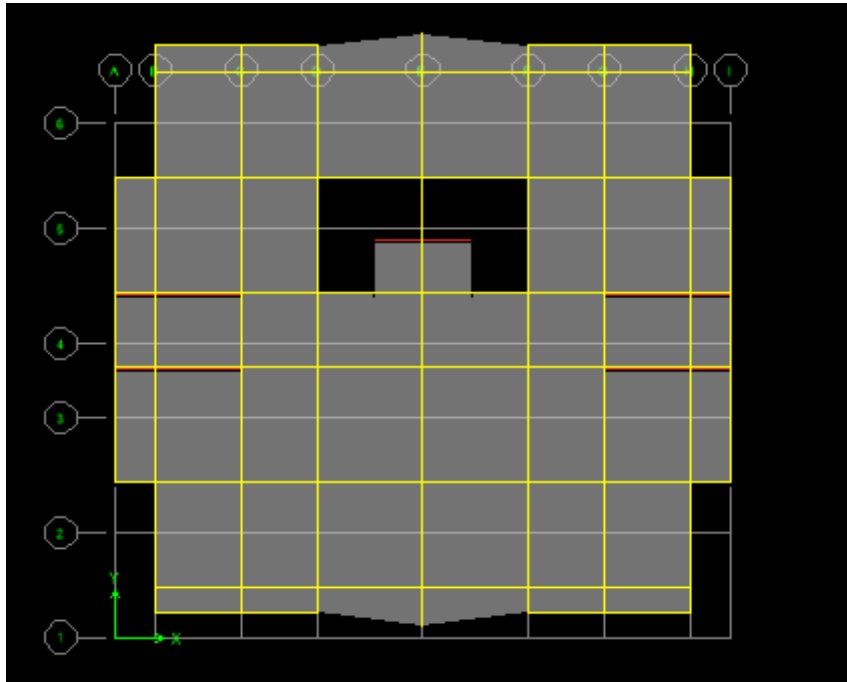


Figure.IV.5 : Mode 2 ; T= 0.694 sec.

⇒ 3^{eme} mode : Torsion :

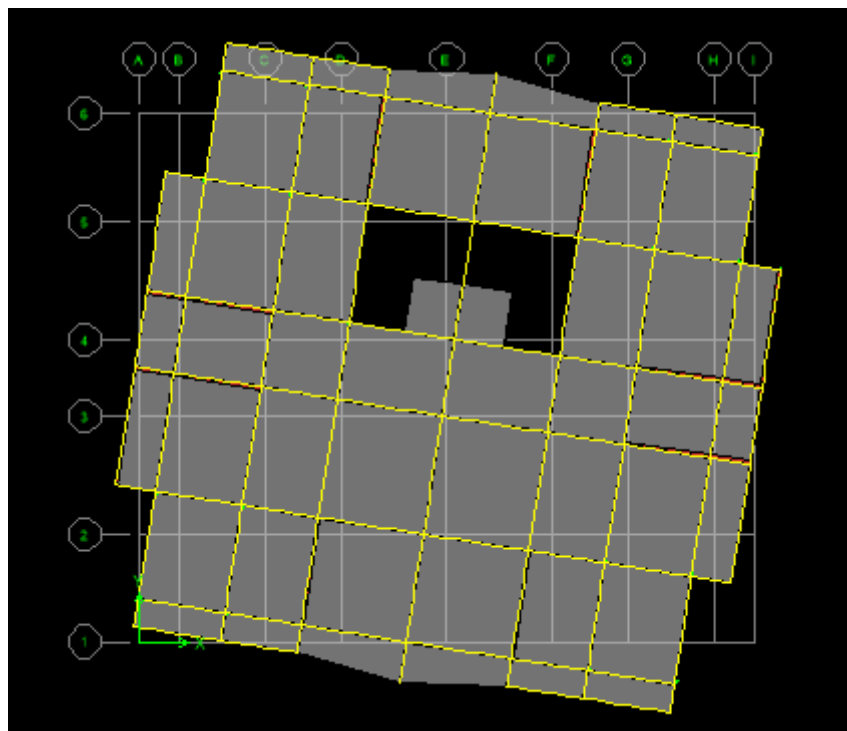


Figure.IV.6 : Mode 3 ; T= 0.595 sec.

IV.8. Période fondamentale théorique :

A. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N: Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

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

	C_T	h_N (m)	D (m)	C_Th_N^{3/4}	$\frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	45.90	23.70	0.89	0.86	0.86
Sens Y	0.05	45.90	23.20	0.89	0.87	0.87

Tableau.IV.8. Période fondamental de la structure.

L’analyse dynamique de la structure nous a permis d’obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T_{dynm} = 1.03 \text{ sec}$
- Une période empirique : $T_{emp} = 0.86 \text{ sec}$.

D’après **RPA99v 2003 (Art 4.2.4. Page 54)**, il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques *Temp* appropriées de plus de 30 %.

$$1.3 \times T_{emp} = 1.118 \geq T_{dynm} = 1.03 \text{ sec} \dots\dots\dots CV$$

- Le 1^{ere} mode et 2^{eme} mode sont des modes de translation.....CV
- La 3^{eme} mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (7^{eme} mode)

Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

⇒ Variante 1 : atteinne **90%** dans le mode **7^{ème}** jusqu’à **12^{ème}** mode dans le sens X et dans le mode **8^{ème}** jusqu’à **12^{ème}** mode dans le sens Y.

IV.9. Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d’emplacement des voiles dans la structure, et pour but d’avoir une petite valeur de l’excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- ⇒ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ⇒ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ⇒ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

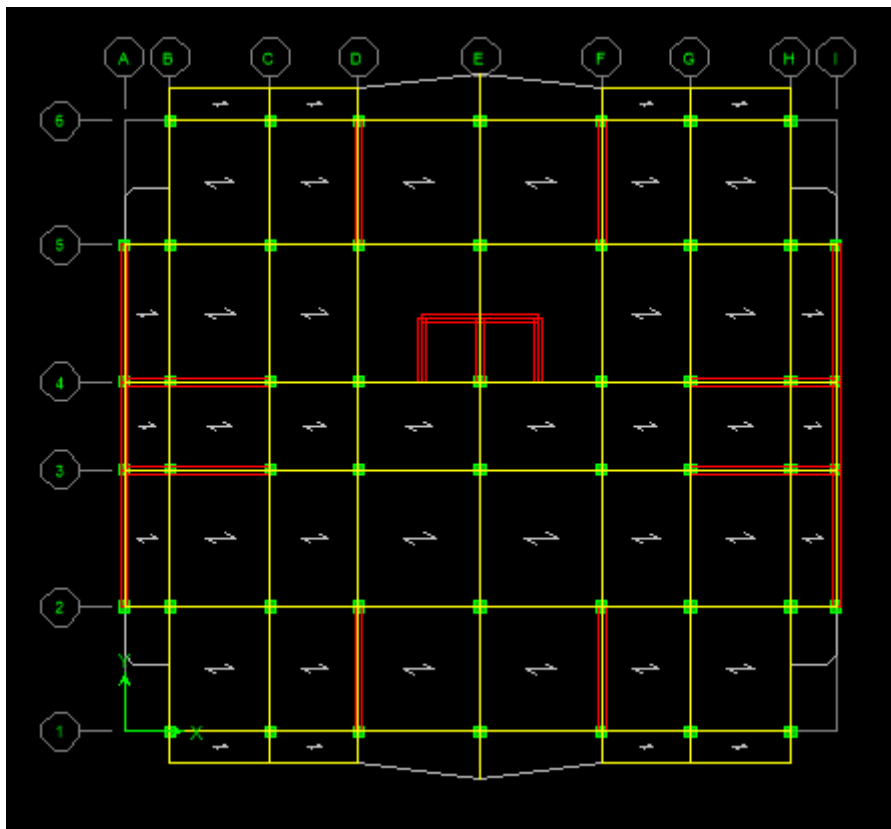


Figure.IV.7. Disposition des voiles.

IV.10. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. De RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Story	Poids
E14	5640.80
E13	5809.24
E12	5809.24
E11	5952.67
E10	5952.68
E9	5952.68
E8	6008.72
E7	6008.72
E6	6008.72
E5	6190.41
E4	6190.41
E3	6296.93
E2	6497.74
E1	6497.74
RDC	6497.74
Totale	91314.44

Tableau.VI.9. Poids de chaque étage.

Poids total de la structure $W = 91314.44$ KN.

IV.11. Vérifications réglementaires :

IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application D_G de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

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

➤ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

• L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 23.35m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.19m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 20.10m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.16m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité Accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x^{the}	e_y^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}
RDC	11.700	10,020	11.700	10.575	0,00	-0.555	1.19	1.16
E1	11.700	10,020	11.700	10.589	0,00	-0.569	1.19	1.16
E2	11.700	10,019	11.700	10.576	0,00	-0.557	1.19	1.16
E3	11.700	10,019	11.700	10.566	0,00	-0.547	1.19	1.16
E4	11.700	10,018	11.700	10.561	0,00	-0.543	1.19	1.16
E5	11.700	10,018	11.700	10.561	0,00	-0.543	1.19	1.16
E6	11.700	10,018	11.700	10.564	0,00	-0.546	1.19	1.16
E7	11.700	10,017	11.700	10.569	0,00	-0.552	1.19	1.16
E8	11.700	10,017	11.700	10.574	0,00	-0.557	1.19	1.16
E9	11.700	10,017	11.700	10.581	0,00	-0.564	1.19	1.16
E10	11.700	10,017	11.700	10.587	0,00	-0.57	1.19	1.16
E11	11.700	10,017	11.700	10.592	0,00	-0.575	1.19	1.16
E12	11.700	10,016	11.700	10.597	0,00	-0.581	1.19	1.16
E13	11.700	10,016	11.700	10.602	0,00	-0.586	1.19	1.16
E14	11.700	9.975	11.700	10.605	0,00	-0.63	1.19	1.16

Tableau.IV.10. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{xthé} = 0.00 \text{ m} < e_{xacc} = 1.19 \text{ m} \dots\dots\dots C. V \\ e_{ythé} = -0.555 \text{ m} < e_{yacc} = 1.16 \text{ m} \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas **0,05 X Li** dans chaque direction, seulement Buanderie, on donne l'excentricité théorique dans Etabs

IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

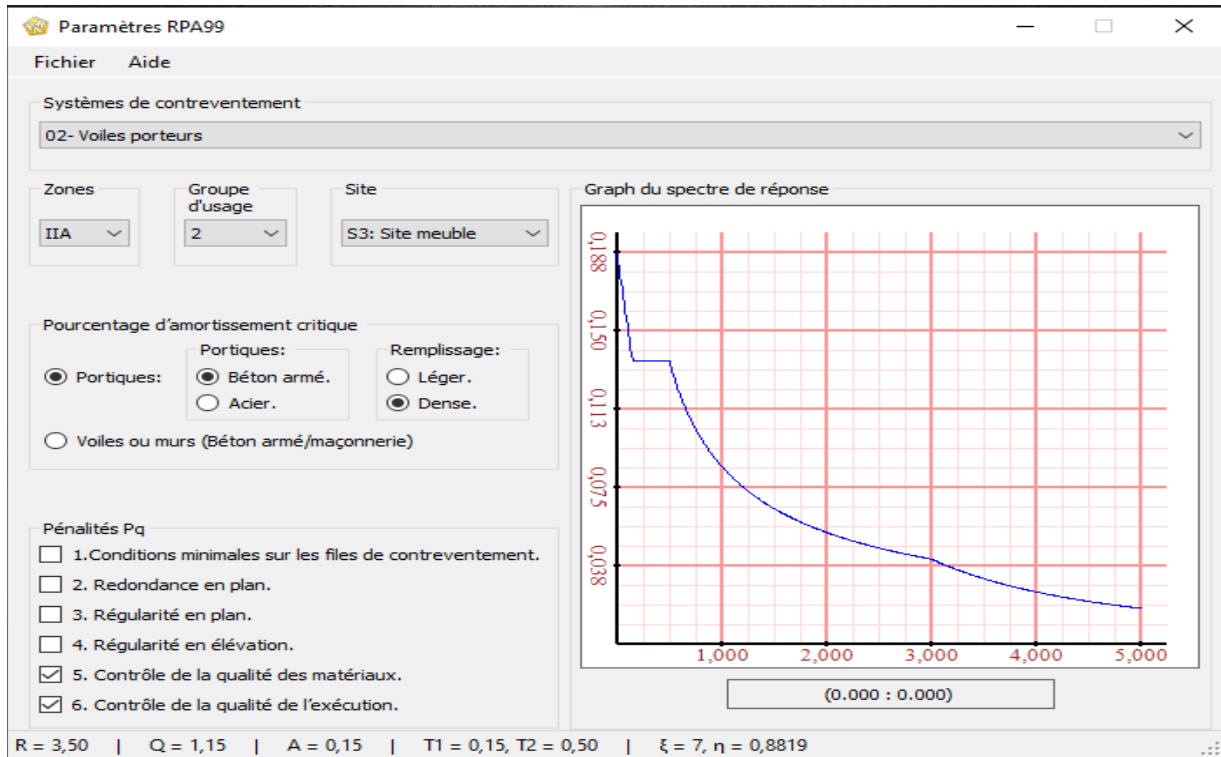
N _U (total)	N _{voil}	N _{voil} (%)	Condition
132893.39	77451.7	58.28	CNV

Tableau.V.11. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

☒ Remarque :

Au début de calcul, on a pris $R = 5$, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA, donc on a changé sa valeur par $R = 3.5$ puisque la charge supportée par les voiles est 58.28 % > 20 %.



IV.13. Vérification de l'effort sismique :

Story	Load	Loc	VX	VY
Story 1	E max	Bottom	5543.49	6912.87

➤ **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

☛ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3\text{sec.} \end{cases}$$

→ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

- ☛ $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- ☛ $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :

✚ T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).

✚ η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$.

Où :

✚ $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$.

Alors : $\rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{✚ } T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s } \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.53$$

$$\text{✚ } T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s } \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.54$$

➤ **Calcul de la force sismiques totale « V » :**

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

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

$$\checkmark V_x^s = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.15}{3.5} \times 91314.44 = 7185.14 \text{KN.}$$

$$\checkmark V_y^s = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.15}{3.5} \times 91314.44 = 7232.10 \text{KN.}$$

$$0,8V_x^s = 5748.11 \text{KN}$$

$$0,8V_y^s = 5857.68 \text{ KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 5543.49 > 0,8V_x^s = 5748.11 \text{ KN } \dots \dots \text{ CNV.}$$

$$V_{ty} = 6912.87 > 0,8V_y^s = 5857.68 \text{ KN. } \dots \dots \text{ CV.}$$

D'après RPA 2003 :

Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$\text{Donc : } \frac{0,8V_x^s}{V_{tx}} = \frac{5748.11}{5543.49} = 1.04$$

- Effort calculé par la méthode dynamique : $V_t = 5763.87 > 5748.11 \dots \dots \text{ CV.}$

IV.14. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivants :

IV.14.1. Par la méthode statique équivalent :

a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :} \quad F_t : \text{force concentrée au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0,07 T \times V \quad \text{Si } T > 0,7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0,7 \text{ sec}$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7 \text{ sec}$.

Pour:

$$\begin{cases} T_x = 0,86 \text{ s} & F_{tx} = 0,07 \times 0,86 \times 5763,87 = 346,98 \text{ KN} < 0,25 \times V = 1440,97 \text{ KN.} \\ T_y = 0,87 \text{ s} & F_{ty} = 0,07 \times 0,87 \times 6912,87 = 377,15 \text{ KN} < 0,25 \times V = 1728,22 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 5416,89 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 6535,72 \text{ KN.} \end{cases}$$

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec :} \begin{cases} W_i : \text{poids de niveau } i. \\ H_i : \text{niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force } F_i. \end{cases}$$

➤ Distribution des forces suivant X :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN.m)	Σwi × hi (KN.m)	V _x – F _{tx}	Fxi
14 étages	5640.80	45.90	258912.72	2185995.91	5416.89	641.584
13 étages	5809.24	42.84	248867.84	2185995.91	5416.89	616.693
12 étages	5809.24	39.78	231091.57	2185995.91	5416.89	572.644
11 étages	5952.67	36.72	218582.04	2185995.91	5416.89	541.645
10 étages	5952.68	33.66	200367.21	2185995.91	5416.89	496.509
9 étages	5952.68	30.60	182152.01	2185995.91	5416.89	451.372
8 étages	6008.72	27.54	165480.15	2185995.91	5416.89	410.059
7 étages	6008.72	24.48	147093.47	2185995.91	5416.89	364.497
6 étages	6008.72	21.42	128706.78	2185995.91	5416.89	318.935
5 étages	619041	18.36	113655.93	2185995.91	5416.89	281.639
4 étages	6190.41	15.30	94713.27	2185995.91	5416.89	234.699
3 étages	6296.93	12.24	77074.42	2185995.91	5416.89	190.990
2 étages	6497.74	9.18	59649.25	2185995.91	5416.89	147.810
1 étage	6497.74	6.12	39766.17	2185995.91	5416.89	98.540
RDC	6497.74	3.06	19883.08	2185995.91	5416.89	49.270
			2185995.91			

Tableau.IV.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

➤ Distribution des forces suivant y :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN.m)	Σwi × hi (KN.m)	V _y – F _{ty}	Fyi
14 étages	5640.80	45.90	258912.72	2185995.91	6535.72	774.100
13 étages	5809.24	42.84	248867.84	2185995.91	6535.72	744.068
12 étages	5809.24	39.78	231091.57	2185995.91	6535.72	690.921
11 étages	5952.67	36.72	218582.04	2185995.91	6535.72	653.519
10 étages	5952.68	33.66	200367.21	2185995.91	6535.72	599.060
9 étages	5952.68	30.60	182152.01	2185995.91	6535.72	544.601
8 étages	6008.72	27.54	165480.15	2185995.91	6535.72	494.755
7 étages	6008.72	24.48	147093.47	2185995.91	6535.72	439.782
6 étages	6008.72	21.42	128706.78	2185995.91	6535.72	384.809
5 étages	619041	18.36	113655.93	2185995.91	6535.72	339.810
4 étages	6190.41	15.30	94713.27	2185995.91	6535.72	283.175
3 étages	6296.93	12.24	77074.42	2185995.91	6535.72	230.438
2 étages	6497.74	9.18	59649.25	2185995.91	6535.72	178.340
1 étage	6497.74	6.12	39766.17	2185995.91	6535.72	118.893
RDC	6497.74	3.06	19883.08	2185995.91	6535.72	59.446
			2185995.91			

Tableau.IV.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

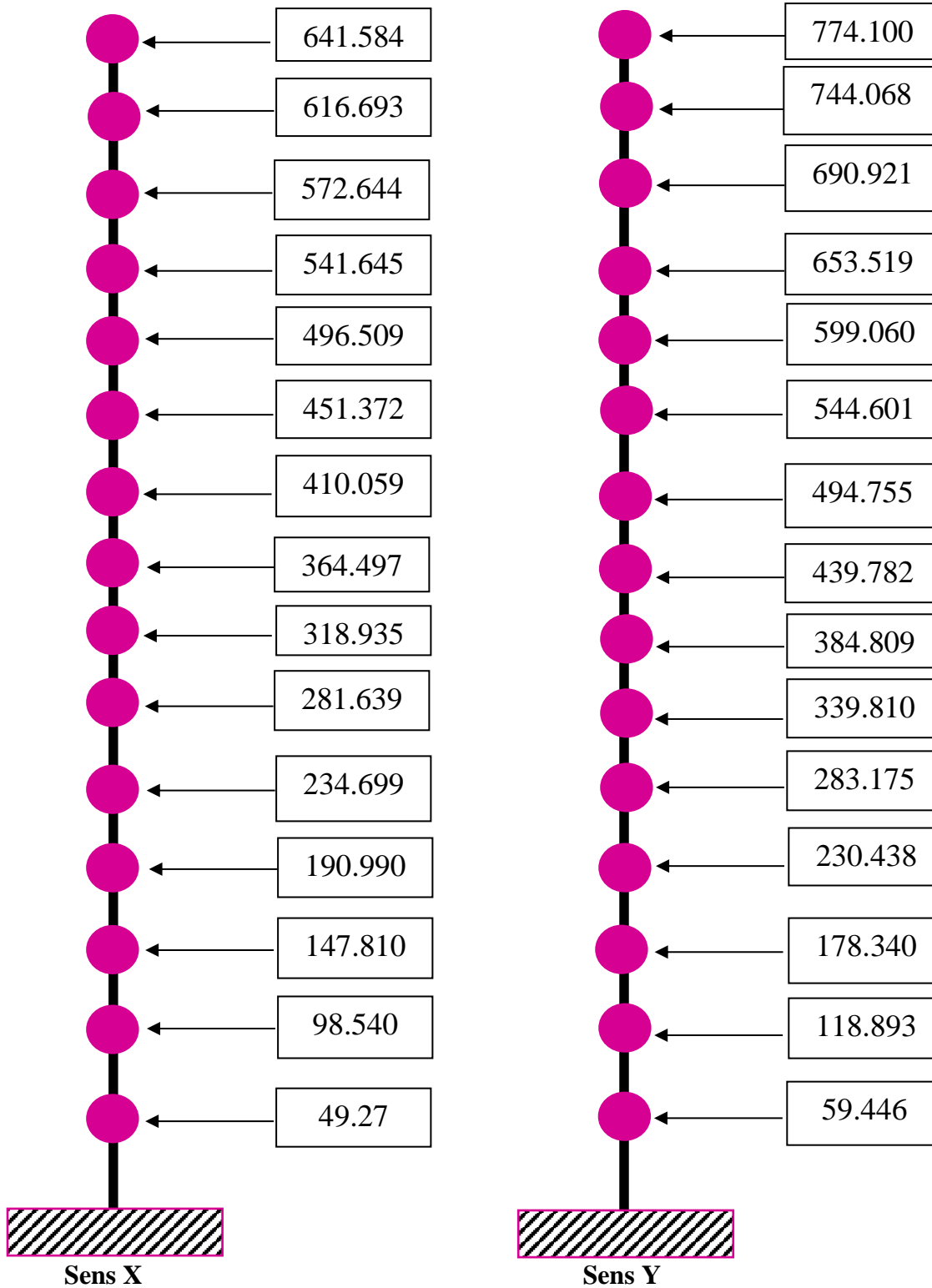


Figure.IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant X :

Story	Wi	Hi	F_{tx}	Fxi	Vi
14 étages	5640.80	45.90	346.98	641.584	988.564
13 étages	5809.24	42.84	346.98	616.693	1605.257
12 étages	5809.24	39.78	346.98	572.644	2177.901
11 étages	5952.67	36.72	346.98	541.645	2719.546
10 étages	5952.68	33.66	346.98	496.509	3216.055
9 étages	5952.68	30.60	346.98	451.372	3667.427
8 étages	6008.72	27.54	346.98	410.059	4077.486
7 étages	6008.72	24.48	346.98	364.497	4441.983
6 étages	6008.72	21.42	346.98	318.935	4760.918
5 étages	6190.41	18.36	346.98	281.639	5042.557
4 étages	6190.41	15.30	346.98	234.699	5277.256
3 étages	6296.93	12.24	346.98	190.990	5468.246
2 étages	6497.74	9.18	346.98	147.810	5616.056
1 étage	6497.74	6.12	346.98	98.540	5714.596
RDC	6497.74	3.06	346.98	49.270	5763.866

Tableau.IV.14. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Story	Wi	Hi	F_{ty}	Fyi	Vi
14 étages	5640.80	45.90	377.15	774.100	1151.25
13 étages	5809.24	42.84	377.15	744.068	1895.318
12 étages	5809.24	39.78	377.15	690.921	2586.239
11 étages	5952.67	36.72	377.15	653.519	3239.758
10 étages	5952.68	33.66	377.15	599.060	3838.818
9 étages	5952.68	30.60	377.15	544.601	4383.419
8 étages	6008.72	27.54	377.15	494.755	4878.174
7 étages	6008.72	24.48	377.15	439.782	5317.956
6 étages	6008.72	21.42	377.15	384.809	5702.765
5 étages	6190.41	18.36	377.15	339.810	6042.575
4 étages	6190.41	15.30	377.15	283.175	6325.75
3 étages	6296.93	12.24	377.15	230.438	6556.188
2 étages	6497.74	9.18	377.15	178.340	6734.528
1 étage	6497.74	6.12	377.15	118.893	6853.421
RDC	6497.74	3.06	377.15	59.446	6912.867

Tableau.IV.15. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.



Figure.IV.9 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

IV.14.2. Par la méthode dynamique :

Les résultats sont obtenus par logiciel ETABS 9.7.1:

➤ **Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivants :

a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

V_i : l'effort sismique a la base

F_i : force horizontale au niveau i.

W_i : poids de niveau i.

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force F_i.

Les résultats se fait à l'aide du logiciel « ETABS.V.9.6 :

➤ **Distribution des forces suivant X :**

Story	W _i	H _i	W _i ×h _i (KN.m)	V _x	F _{xi}
14 étages	5640.80	45.90	258912.72	5763.87	682.682
13 étages	5809.24	42.84	248867.84	5763.87	656.196
12 étages	5809.24	39.78	231091.57	5763.87	609.325
11 étages	5952.67	36.72	218582.04	5763.87	576.341
10 étages	5952.68	33.66	200367.21	5763.87	528.313
9 étages	5952.68	30.60	182152.01	5763.87	480.285
8 étages	6008.72	27.54	165480.15	5763.87	436.326
7 étages	6008.72	24.48	147093.47	5763.87	387.845
6 étages	6008.72	21.42	128706.78	5763.87	339.364
5 étages	619041	18.36	113655.93	5763.87	299.679
4 étages	6190.41	15.30	94713.27	5763.87	249.733
3 étages	6296.93	12.24	77074.42	5763.87	203.224
2 étages	6497.74	9.18	59649.25	5763.87	157.279
1 étage	6497.74	6.12	39766.17	5763.87	104.852
RDC	6497.74	3.06	19883.08	5763.87	52.426
			2185995.91		

Tableau.IV.16. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

➤ Distribution des forces suivant y :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi×hi (KN.m)	V _y	F _{yi}
14 étages	5640.80	45.90	258912.72	6912.87	818.771
13 étages	5809.24	42.84	248867.84	6912.87	787.006
12 étages	5809.24	39.78	231091.57	6912.87	730.791
11 étages	5952.67	36.72	218582.04	6912.87	691.231
10 étages	5952.68	33.66	200367.21	6912.87	633.630
9 étages	5952.68	30.60	182152.01	6912.87	576.027
8 étages	6008.72	27.54	165480.15	6912.87	523.305
7 étages	6008.72	24.48	147093.47	6912.87	465.160
6 étages	6008.72	21.42	128706.78	6912.87	407.015
5 étages	6190.41	18.36	113655.93	6912.87	359.419
4 étages	6190.41	15.30	94713.27	6912.87	299.516
3 étages	6296.93	12.24	77074.42	6912.87	243.736
2 étages	6497.74	9.18	59649.25	6912.87	188.631
1 étage	6497.74	6.12	39766.17	6912.87	125.754
RDC	6497.74	3.06	19883.08	6912.87	62.877
			2185995.91		

Tableau.IV.17. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

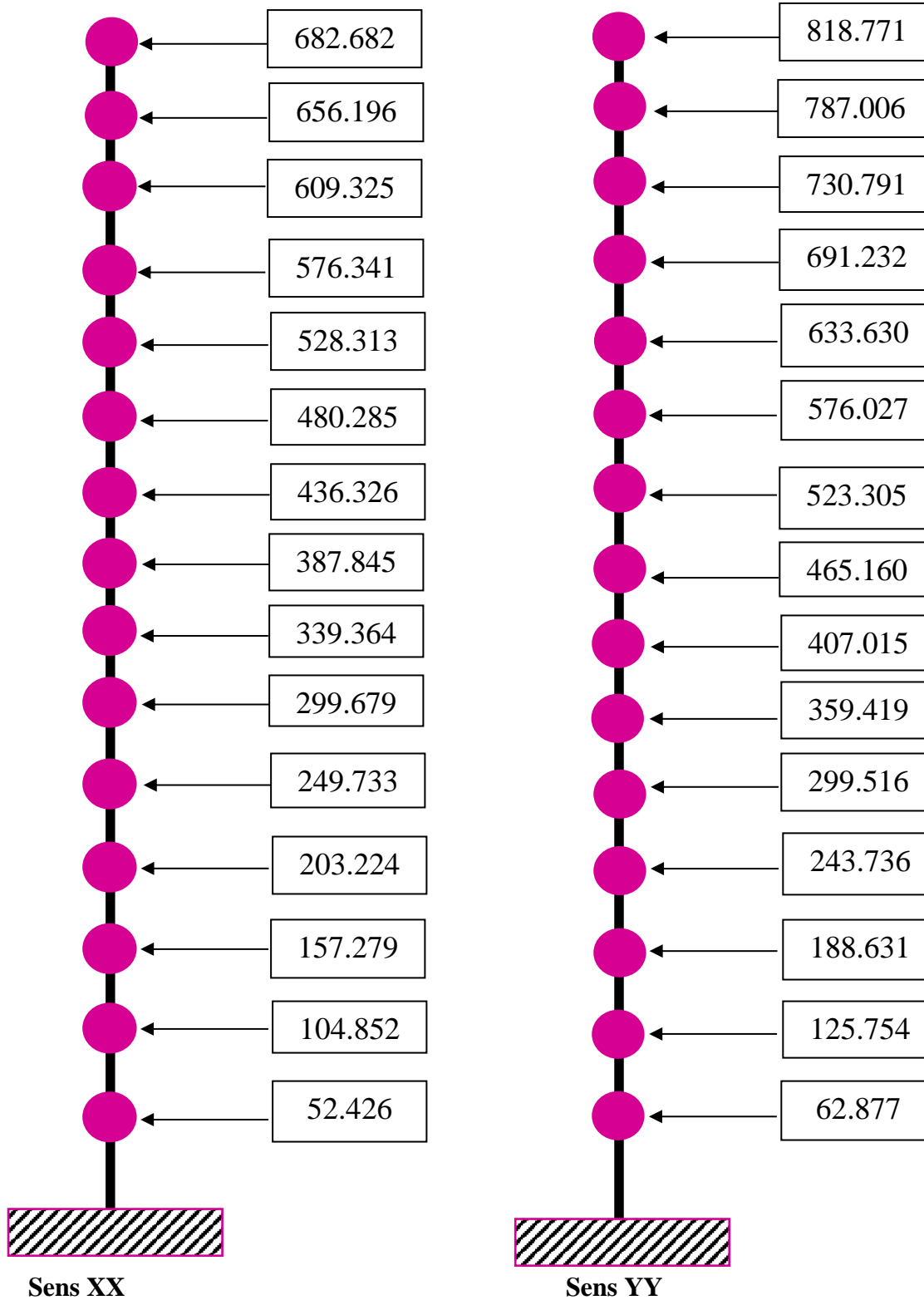


Figure.IV.10 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = \sum F_i$$

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant X :

Story	Wi	Hi	Fxi	Vi
14 étages	5640.80	45.90	682.682	682.682
13 étages	5809.24	42.84	656.196	1338.878
12 étages	5809.24	39.78	609.325	1948.203
11 étages	5952.67	36.72	576.341	2524.544
10 étages	5952.68	33.66	528.313	3052.857
9 étages	5952.68	30.60	480.285	3533.142
8 étages	6008.72	27.54	436.326	3969.468
7 étages	6008.72	24.48	387.845	4357.313
6 étages	6008.72	21.42	339.364	4696.677
5 étages	6190.41	18.36	299.679	4996.356
4 étages	6190.41	15.30	249.733	5246.089
3 étages	6296.93	12.24	203.224	5449.313
2 étages	6497.74	9.18	157.279	5606.592
1 étage	6497.74	6.12	104.852	5711.444
RDC	6497.74	3.06	52.426	5763.87

Tableau.IV.18. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Story	Wi	Hi	Fyi	Vi
14 étages	5640.80	45.90	818.771	818.771
13 étages	5809.24	42.84	787.006	1065.777
12 étages	5809.24	39.78	730.791	2336.568
11 étages	5952.67	36.72	691.231	3027.799
10 étages	5952.68	33.66	633.630	3661.429
9 étages	5952.68	30.60	576.027	4237.456
8 étages	6008.72	27.54	523.305	4760.761
7 étages	6008.72	24.48	465.160	5225.921
6 étages	6008.72	21.42	407.015	5632.936
5 étages	6190.41	18.36	359.419	5992.355
4 étages	6190.41	15.30	299.516	6291.871
3 étages	6296.93	12.24	243.736	6535.607
2 étages	6497.74	9.18	188.631	6724.238
1 étage	6497.74	6.12	125.754	6849.992
RDC	6497.74	3.06	62.877	6912.869

Tableau.IV.19. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.



Figure.IV.11 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

IV.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_x^K \leq \Delta_{adm} \\ \Delta_y^K \leq \Delta_{adm} \\ \Delta_{adm} = \frac{h_e}{100} \end{array} \right. \quad \Delta_{adm}: \text{le déplacement relatif admissible.}$$

➤ **Calcul des déplacements :**

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \delta_K: \text{Déplacement dû aux forces sismiques } Fi \text{ (y compris l'effet de torsion).} \\ R: \text{Coefficient de comportement.} \end{array} \right.$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS v9.7.1 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Story	δ_{ex} (m)	δ_x (m)	δ_{ey} (m)	δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_{adm} (m)	OB
14 étages	0.00347	0.1215	0.0020	0.07	0.0098	0.0059	0.0306	C.V
13 étages	0.00319	0.1117	0.00183	0.0641	0.0098	0.0056	0.0306	C.V
12 étages	0.00291	0.1019	0.00167	0.0585	0.0102	0.006	0.0306	C.V
11 étages	0.00262	0.0917	0.00150	0.0525	0.0101	0.0059	0.0306	C.V
10 étages	0.00233	0.0816	0.00133	0.0466	0.0102	0.006	0.0306	C.V
9 étages	0.00204	0.0714	0.00116	0.0406	0.0101	0.0059	0.0306	C.V
8 étages	0.00175	0.0613	0.0099	0.0347	0.0098	0.0056	0.0306	C.V
7 étages	0.00147	0.0515	0.0083	0.0291	0.0098	0.0056	0.0306	C.V
6 étages	0.00119	0.0417	0.0067	0.0235	0.0088	0.0049	0.0306	C.V
5 étages	0.0094	0.0329	0.0053	0.0186	0.0084	0.0049	0.0306	C.V
4 étages	0.0070	0.0245	0.0039	0.0137	0.0077	0.0042	0.0306	C.V
3 étages	0.0048	0.0168	0.0027	0.0095	0.0063	0.0035	0.0306	C.V
2 étages	0.0030	0.0105	0.0017	0.0060	0.0052	0.0028	0.0306	C.V
1 étage	0.0015	0.0053	0.0009	0.0032	0.005	0.0021	0.0306	C.V
RDC	0.0005	0.0003	0.0003	0.0011	0.0003	0.0011	0.0306	C.V

Tableau.IV.20. Vérification des déplacements.

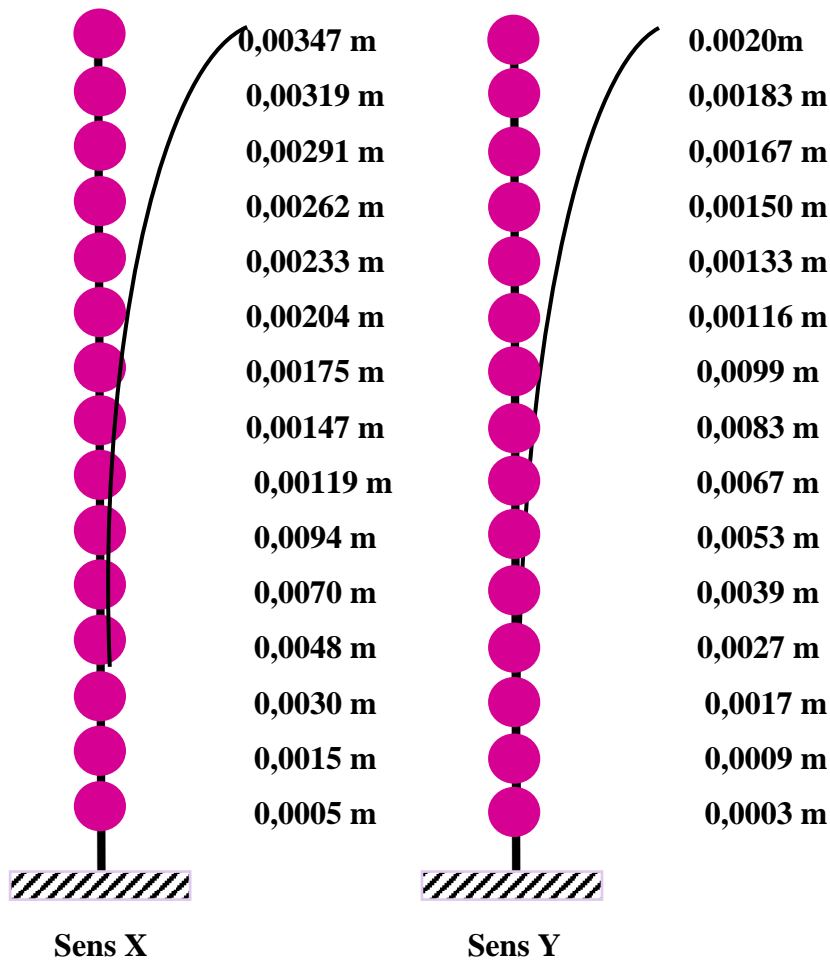


Figure. IV.12 : Déplacement horizontal dans les deux sens : X et Y.

IV.16. Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$. (voir paragraphe 4.2.3 calculs de W).
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum F_i$.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 » (voir paragraphe 4.2.10).
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P – Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Etage	w _i (KN)	p _i (KN)	Δ _i (m)	V _i (KN)	h _i (m)	Θ
14 étages	5640.80	5640.80	0.0098	682.682	3.06	0.026462257
13 étages	5809.24	11450.04	0.0098	1338.878	3.06	0.027388651
12 étages	5809.24	17259.28	0.0102	1948.203	3.06	0.029530256
11 étages	5952.67	23211.95	0.0101	2524.544	3.06	0.030347898
10 étages	5952.68	29164.63	0.0102	3052.857	3.06	0.031844083
9 étages	5952.68	35117.31	0.0101	3533.142	3.06	0.032806514
8 étages	6008.72	41126.03	0.0098	3969.468	3.06	0.033180974
7 étages	6008.72	47134.75	0.0098	4357.313	3.06	0.034643925
6 étages	6008.72	53143.47	0.0088	4696.677	3.06	0.032540218
5 étages	6190.41	59333.88	0.0084	4996.356	3.06	0.032599221
4 étages	6190.41	65524.29	0.0077	5246.089	3.06	0.031429391
3 étages	6296.93	71821.22	0.0063	5449.313	3.06	0.027135020
2 étages	6497.74	78318.96	0.0052	5606.592	3.06	0.023738314
1 étage	6497.74	84816.70	0.005	5711.444	3.06	0.024265208
RDC	6497.74	91314.44	0.0003	5763.87	3.06	0.001553191

Tableau IV.21. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X.

➤ Sens Y-Y :

Etage	w _i (KN)	p _i (KN)	Δ _i (m)	V _i (KN)	h _i (m)	Θ
14 étages	5640.80	5640.80	0.0059	818.771	3.06	0.013283387
13 étages	5809.24	11450.04	0.0056	1065.777	3.06	0.019661075
12 étages	5809.24	17259.28	0.006	2336.568	3.06	0.014483518
11 étages	5952.67	23211.95	0.0059	3027.799	3.06	0.014781386
10 étages	5952.68	29164.63	0.006	3661.429	3.06	0.015618368
9 étages	5952.68	35117.31	0.0059	4237.456	3.06	0.015978889
8 étages	6008.72	41126.03	0.0056	4760.761	3.06	0.015809094
7 étages	6008.72	47134.75	0.0056	5225.921	3.06	0.016506118
6 étages	6008.72	53143.47	0.0049	5632.936	3.06	0.015107400
5 étages	6190.41	59333.88	0.0049	5992.355	3.06	0.015855497
4 étages	6190.41	65524.29	0.0042	6291.871	3.06	0.014293888
3 étages	6296.93	71821.22	0.0035	6535.607	3.06	0.012569368
2 étages	6497.74	78318.96	0.0028	6724.238	3.06	0.010657625
1 étage	6497.74	84816.70	0.0021	6849.992	3.06	0.008497460
RDC	6497.74	91314.44	0.0011	6912.869	3.06	0.004748455

Tableau.IV.22. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y.

❖ **Remarque :**

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieure à 0.10 sauf le dernier étage donc on est négligé l'effet $P - \Delta$ dans tous les étages.

IV.17. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	L(m)	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	23.35	91314.44	1082076.114	180164.930	6.01 > 1,5	C.V
Suivant y	20.10		1059247.504	216079.911	4.90 > 1,5	C.V

Tableau IV.23. Vérification de la stabilité au renversement.

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

VI.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):

On doit vérifier que : $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteaux	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
N_d (KN)	2251.28	1801.50	1238.35	692.08	310.85
v	0.29	0,28	0.24	0.17	0.10
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.V	C.V	CV	CV	CV

Tableau.IV.24. Vérification de L'effort normal réduit.

IV.19. Conclusion :

Selon les résultats obtenus dans ce chapitre, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme, après un ferrailage correct.

V.1. Introduction :

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 V9.7.0**.

La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

✚ Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2. Ferraillage des portiques :

V.2.1. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

❖ Situation durable :

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \gamma_s = 1.15 , \gamma_b = 1.5$$

❖ Situation accidentelle :

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} , \sigma_s = 400 \text{ MPa} , \gamma_s = 1 , \gamma_b = 1.15 ,$$

V.2.1.1. Combinaisons des charges :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q.....\text{Selon BAEL93}$$

❖ Etat limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

$$G+Q.....\text{Selon BAEL93.}$$

❖ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots \text{ Selon } \mathbf{RPA2003}$$

$$0.8G \pm E \dots \text{ Selon } \mathbf{RPA2003}$$

V.2.1.2 Calcul de ferraillage :

V.2.1.2.1. Ferraillage des poutres longitudinales :

- ❖ Ferraillage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)
- ❖ Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- ❖ Ferraillage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS :**

- **M_{max}** en **Travée** = 77.992 KN.m
- **M_{max}** sur **Appuis**:
 - nappe sup → $M_{sup}^a = 139.281$ KN.m
 - Nappe inf → $M_{inf}^a = 126.873$ KN.m

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm²)	Amin	A adoptée(cm²)
Travée	77.992	30	40	37	0.134	0.181	34.32	6.53	1.34	3T20 = 9.42
Appuis Sup	139.281	30	35	32	0.319	0.498	25.63	15.62	1.16	6T20 = 18.85
Appuis Inf	126.873	30	35	32	0.291	0.442	26.34	13.84	1.16	3T20+3T16 = 14.45

Tableau.V.1. Calcul du ferraillage des poutres longitudinales.

❖ **Vérification du ferraillage des poutres longitudinales :**

- **Section minimale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)
 - 4 % b × h en zone courante
 - 6 % b × h en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

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

	A _{min} RPA	A _{MAXRPA} 4 % b × h	A _{MAXRPA} 6 % b × h	A _{min} BAEL	A _{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
Travée	5.25	42	63	1.16	6.97	9.42	C.V
Appui sup	5.25	42	63	1.16	15.62	18.85	C.V
Appui inf	5.25	42	63	1.16	13.84	14.45	C.V

Tableau.V.2. Vérification du ferraillage des poutres longitudinales.

➤ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ; $\rightarrow T_{\max} = 103.14 \text{ KN}$

Avec : b = 30cm ; d = 32cm

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{103.14 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de la section des armatures longitudinales :

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi\right)$$

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 16\right) = 10 \text{ mm}$$

⇒ **On prend T8 [HA → f_e400 MPA]**

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 28.80 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.54 \times 30 \times 28.80}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm² > 1,17 cm²CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.80 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_{tfe}}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 28.80$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 19.2\right) = 8.75 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

a- La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 3T20 + 3T16 = 14.45\text{cm}^2$

b- Calcul de σ_b :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 433.5 y - 13872 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 15.46 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 96247.84 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée $\rightarrow M_{ser} = 51.59 \text{ KN. m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{51.59 \times 10^6 \times 160.2}{96247.84 \times 10^4} = \mathbf{8.59 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 8.59\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{51.59 \times 10^6}{96247.84 \times 10^4} \times (320 - 154.6) = 132.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 132.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ La vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 24.07 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 6.45 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.00 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(24.07 + 6.45) \times 4.00^2}{8} = 61.04 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T20 = 9.42 \text{ cm}^2$.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,0875 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{tser}}}{10M_0} \geq 0,0875 > 0,0845 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0085 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{\text{max}}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.80m.}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1 m}$$

V.2.1.2.2. Ferraillage des poutres transversales :

- ❖ Ferraillage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)
- ❖ Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- ❖ Ferraillage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel ETABS :

- M_{max} en Travée = 102.551KN.m
- M^{max} sur Appuis :
 - Nappe sup → $M_{\text{sup}}^a = 144.115 \text{ KN.m}$
 - Nappe inf → $M_{\text{inf}}^a = 110.361 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm ²)	Amin	A adoptée(cm ²)
Travée	102,551	30	40	37	0,174	0,240	33,45	8,73	1.34	3T20 = 9.42
Appuis Sup	144.115	30	40	37	0.248	0.363	31.63	13.09	1.34	3T20+3T16 = 14.45
Appuis Inf	110.361	30	40	37	0.190	0.266	33.06	9.59	1.34	6T16= 12.06

Tableau.V.3. Calcul du ferraillage des poutres transversales.

❖ **Vérification du ferraillage des poutres transversales :**

➤ **Section minimale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003).

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003).

- 4 % b × h en zone courante.

- 6 % b × h en zone de recouvrement.

➤ **Condition de non fragilité :**

	A _{min} RPA	A _{MAX} RPA 4 % b × h	A _{MAX} RPA 6 % b × h	A _{min} BAEL	A _{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
Travée	6.00	48	72	1.34	6.53	9.42	C.V
Appui sup	6.00	48	72	1.34	13.09	14.45	C.V
Appui inf	6.00	48	72	1.34	9.59	12.06	C.V

Tableau.V.4. Vérification du ferraillage des poutres transversal.

➤ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit la poutre la plus sollicitée ; } \rightarrow T_{max} = 134.97 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm ; } d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{134.97 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$$

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 11.43 \text{ mm}$$

⇒ **On prendre T8 [HA → f_e 400 MPA]**

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.30\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.61 \times 30 \times 33.30}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm² > 1.52 cm².....CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.30 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 33.30 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 19.2\right) = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

a- La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$

b-Calcul de σ_b :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 361.8 y - 13386.60 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 15.94 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 120734.35 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée $M_{ser} = 66.95 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{66.95 \times 10^6 \times 159.40}{120734.35 \times 10^4} = 8.84 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 8.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{66.95 \times 10^6}{120734.35 \times 10^4} \times (370 - 159.40) = 175.17 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 175.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

b- Vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G+Q) \times L^2}{8}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 27.12 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 7.2 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.50 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(27.12+7.2) \times 4.5^2}{8} = 86.87 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T20 = 9.42 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,088 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \Rightarrow 0,088 > 0,077 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0085 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

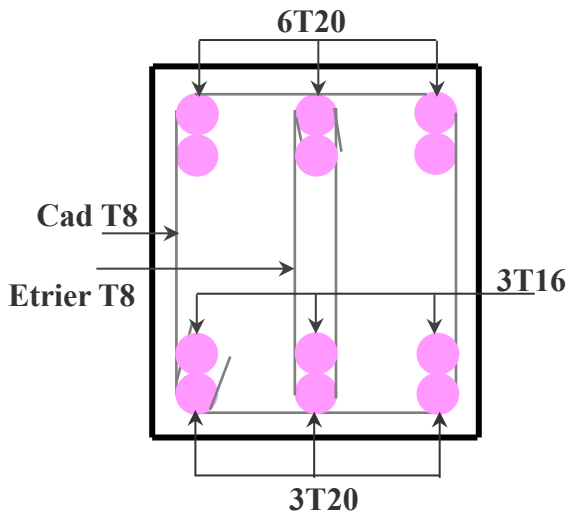
NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.9 m.

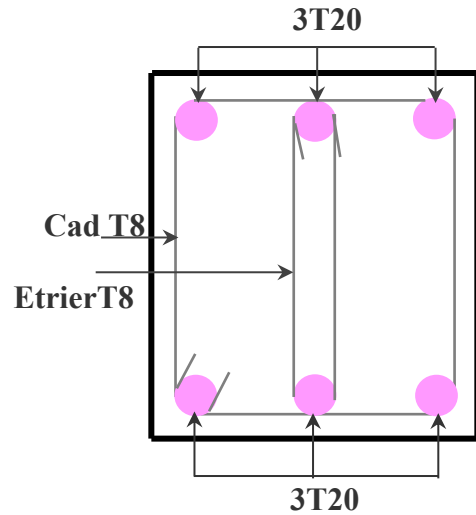
$\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1.13 m.

➤ Schéma de ferrailage :

a-Poutre longitudinale

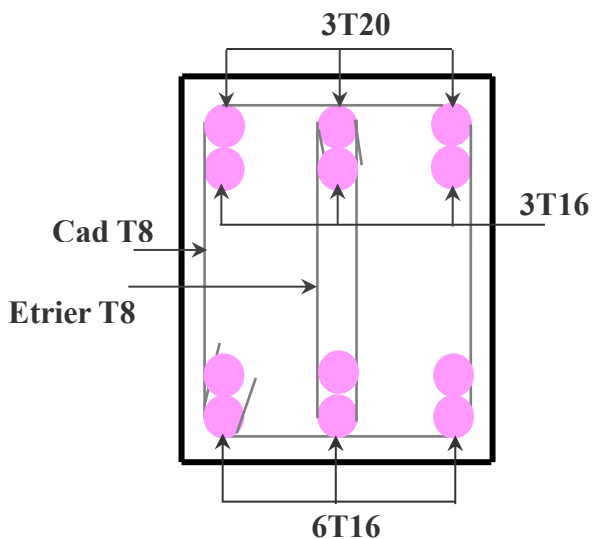


En appui

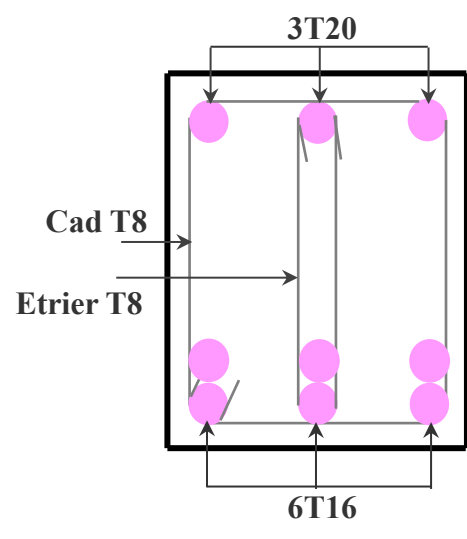


Sur travée

b-Poutre transversale :



Sur appui



En travée

Figure.V.1 : Schéma de ferrailage des poutres longitudinales et transversales.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans

Les deux sens soient dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciables.

- Selon BAEL 91 :
E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 53)
 - ❖ $G + Q \pm E$
 - ❖ $0,8G \pm E$
 - ❖ Avec

G : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

1. N_{max} \longrightarrow M correspondant. $(1,35G+1,5Q)$.
2. M_{max} \longrightarrow N correspondant. $(G+Q \pm E)$.
3. N_{min} \longrightarrow M correspondant. $(0,8G \pm E)$.

V.2.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :

- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$ En zone recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0,8 \% b \times h$ (zone IIa)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.

❖ Les Efforts internes :

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « ETABS ».

a- Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

V.2.2.3. Calcul de ferraillage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.15 \quad ; \quad \gamma_s = 1 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Poteaux (cm ²)	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
Combinaison	E.L. U	E.L. U	E.L. U	E.L. U	E.L. U
N_{max} (KN)	3233.82	2477.98	1702.43	1059.51	500.22
M_{corr} (KN. m)	0.954	3.235	4.624	0.271	1.02

Combinaison	G + Q[±]E	G + Q[±]E	G + Q[±]E	G + Q[±]E	G + Q[±]E
M_{max} (KN. m)	69.939	101.138	110.542	102.027	46.56
N_{corr} (KN)	1519	715.24	409.81	216.85	87.443
Combinaison	0,8G[±]E	0,8G[±]E	0,8G[±]E	0,8G[±]E	0,8G[±]E
N_{min} (KN)	923.71	632.45	308.98	86.056	31.39
M_{corr} (KN. m)	5.015	5.712	21.81	18.056	1.737

Tableau.V.5. Les sollicitations dues aux poteaux.

-Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	AS cal	ASmin(BAEL)	AS min(RPA)	AS adopt (cm ²)
55 × 55	69.939	1519	22.56	6.05	24.20	2HA20+2HA16=10,30
50 × 50	101.138	715.24	14.69	5	20	4HA16 =8,04
45 × 45	110.542	409.81	12.09	4.05	16.20	2HA16+2HA14 =7.10
40 × 40	102.027	216.85	9.98	3.20	12.80	8HA16=16,08
35 × 35	46.56	87.443	4.91	2.45	9.80	4T14+4T12 =10.68

Tableau.V.6. Calcul du ferraillage des poteaux.

➤ **Vérification de ferraillage :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

❖ **Suivant le RPA :**

➤ **La section minimale :**

La section minimale est de $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

❖ **Suivant les règles BAEL91 :**

➤ **La section minimale :** $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :** $A_{max} = 5\% \times b \times h$

Section	A _{smin}	A _{smin}	A _{max}	A _{max}	A _{max}	A _{sadopt}	O.B
	BAEL91	R.P. A	BAEL91 5%b × h	R. P. A 4%b × h	R. P. A 6%b × h		
55 × 55	6.05	24.20	151.25	121	181.50	28.65	CV
50 × 50	5	20	125	100	150	24.13	CV
45 × 45	4.05	16.20	101.25	81	121.50	20.36	CV
40 × 40	3.20	12.80	80	64	96	16.08	CV
35 × 35	2.45	9.80	61.25	49	73.5	10.68	CV

Tableau.V.7. Vérification de ferraillage des poteaux.

➤ Vérification à l'E.L. U :

a- Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

➤ D'après le BAEL :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Les résultats Sont resumés dans le tableau suivant:

b × h	T _{max} (KN)	τ _u MPa	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
55 × 55	42.89	0.142	3.33	CV
50 × 50	67.18	0.268	3.33	CV
45 × 45	74.65	0.368	3.33	CV
40 × 40	68.98	0.431	3.33	CV
35 × 35	61.46	0.502	3.33	CV

Tableau.V.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.

➤ Vérification selon le RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow \text{Si : } \lambda_g \geq 5.00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow \text{Si : } \lambda_g < 5.00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.70 \times l_0 = 2.142 \text{ m.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b × h	L _F	λ _g	ρ _d	τ _u	τ̄ _u	O.B
55 × 55	2.142	3.894	0.04	0.142	1	C.V
50 × 50	2.142	4.284	0.04	0.268	1	C.V
45 × 45	2.142	4.760	0.04	0.368	1	C.V
40 × 40	2.142	5.355	0.075	0.431	1.875	C.V
35 × 35	2.142	6.129	0.075	0.502	1.875	C.V

Tableau.V.9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.

b- Calcul des armatures transversales :

❖ Choix de diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_1 \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : T8

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,2]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min (10\phi_l, 15\text{cm}); \text{ en zone II} \rightarrow \text{R. P. A}[7.4.2.2, \text{p63}]$$

$$S_t \leq \min ([10 \times 1.2], 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_l \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18 \text{ cm}$$

Donc : **S_t = 15 cm.**

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$ R. P. A[7.4.2.2 ; p63]

$$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g < 5$$

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{zone II} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm.}$

- Dans la zone courante : $S_t \leq \min (15\phi_l) \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$

La quantité d'armatures transversales minimale $A' / S_t * b$ en % est donnée comme suit:

$$\Rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0.3\%.$$

$$\Rightarrow \text{Si } \lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0.8\%.$$

$$\Rightarrow \text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{interpoler entre les valeurs limite précédentes.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b × h	T_{max}	h_l	λ_g	ρ_a	A_t	A_t adopt
55 × 55	42.89	0.55	3.894	3.75	0.73	2T8=1.01
50 × 50	67.18	0.50	4.284	3.75	1.26	4T8=2,01
45 × 45	74.65	0.45	4.760	3.75	1.55	4T8=2,01
40 × 40	68.98	0.40	5.355	2.5	1.07	4T8=2,01
35 × 35	61.46	0.35	6.129	2.5	1.09	4T8=2,01

Tableau.V.10. Calcul les armatures transversales des poteaux.

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon R.P.A [art. 74.2.1 ; p62],

La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone II

Poteaux	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
Ø _{max} (mm)	20	16	16	16	14
40 Ø (m)	0.80	0.64	0.64	0.64	0.56

Tableau.V.11. Longueur de recouvrement poteaux.

➤ **Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC" :

☒ **Contrainte admissible de béton :**

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

☒ **Contrainte admissible d'acier**

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

b × h	N _{SER}	M _{SER}	As (cm ²)	σ _{bc}	σ _{bc} <15	σ _{st}	σ _{st} < 201.63
55 × 55	2351.94	33.22	28.65	7.83	CV	81.90	CV
50 × 50	1801.57	47.39	20.36	9.45	CV	63.10	CV
45 × 45	1238.35	57.11	18.46	7.87	CV	43	CV
40 × 40	772.70	60.05	16.08	8.07	CV	9.96	CV
35 × 35	365.03	56.41	10.68	8.36	CV	59.50	CV

Tableau.V.12. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.

➤ **Schémas de Ferraillage des poteaux :**

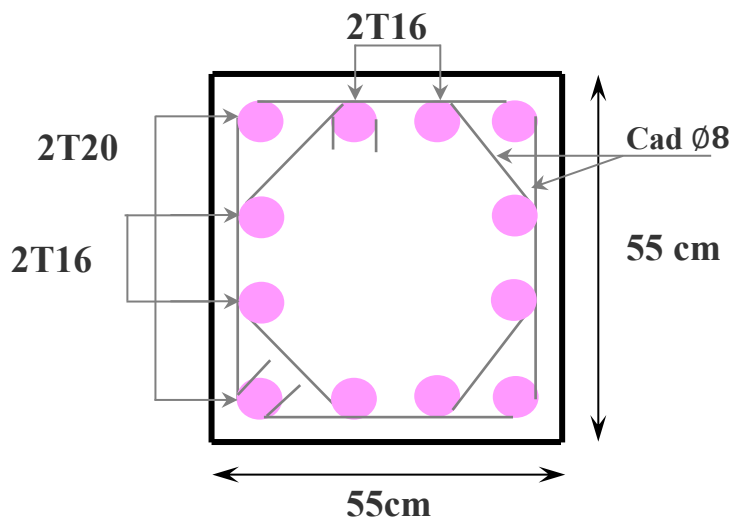


Figure.V. 2 : Schéma de ferraillage des poteaux 55x55.

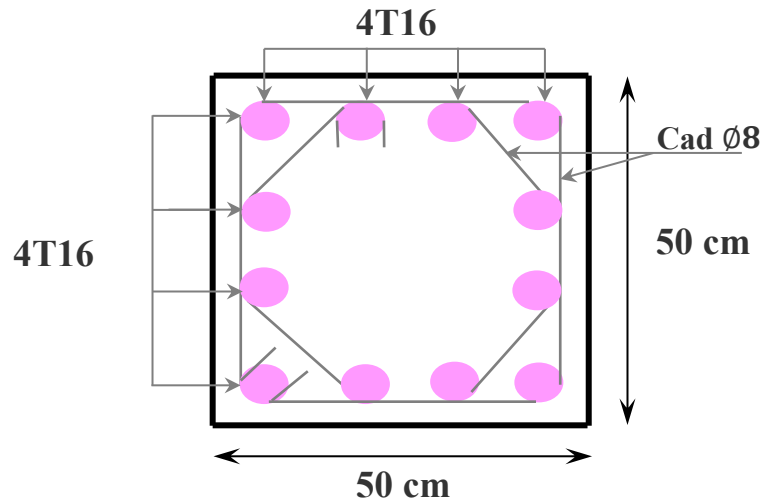


Figure.V.3 : Schéma de ferraillage des poteaux 50x50.

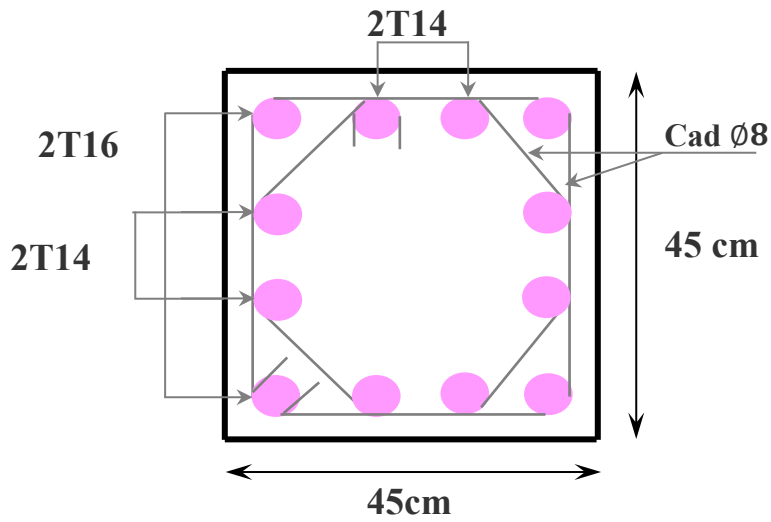


Figure.V.4 : Schéma de ferraillage des poteaux 45x45.

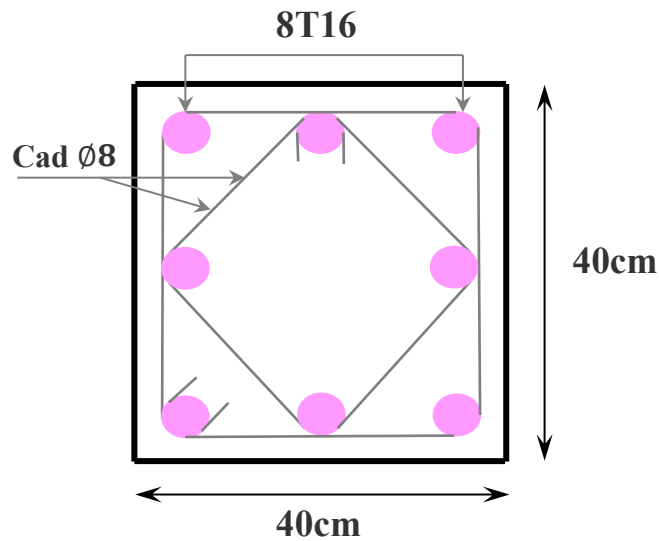


Figure.V.5 : Schéma de ferraillage des poteaux 40x40.

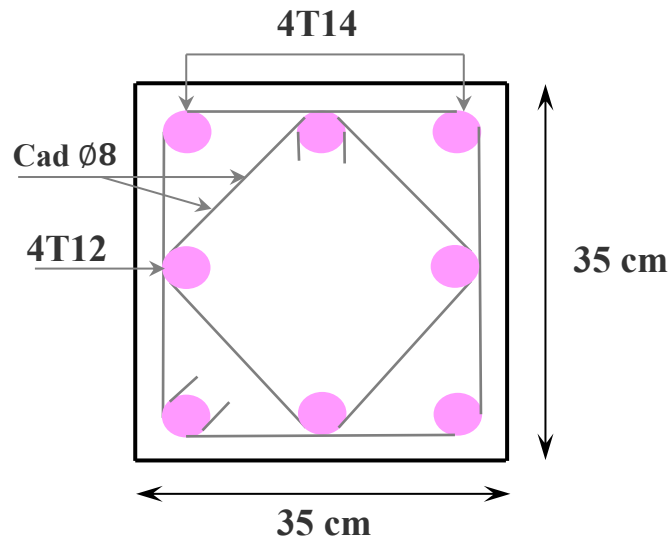


Figure.V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux 35×35.

V.3. Les voiles :

V.3.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

a- Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

1-Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

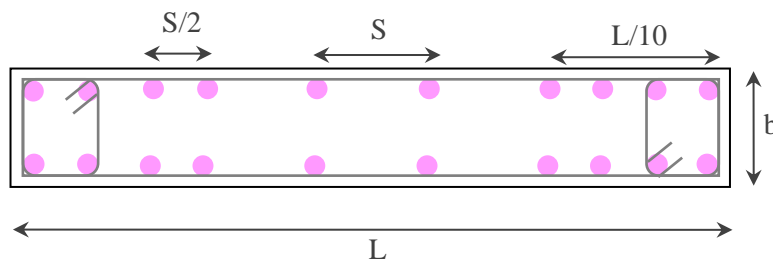


Figure.V.7 : Section transversale de voile.

2-Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3- Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.

❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq (1,5 \times e ; 30\text{cm})$ avec e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$ Lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.

$\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$ Lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$\Rightarrow 40\Phi$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

$\Rightarrow 20\Phi$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.3.2. Calcul du ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.3.3. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

✓ Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite

« **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

V.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

- Si : $M > 0$ $\sigma_A > 0$ Et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' L_t ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$.

- Si : $M < 0$ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

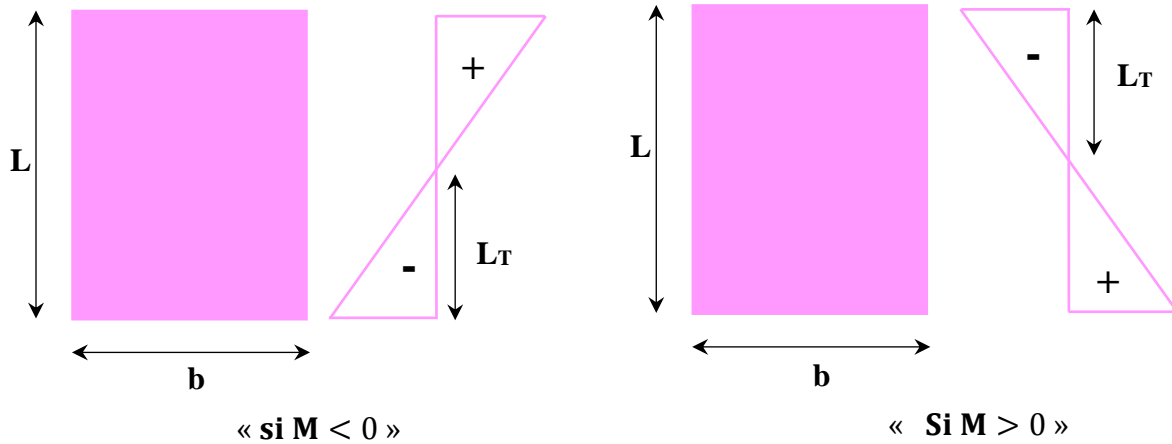


Figure.V.8 : Section partiellement comprimée.

V. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

V.3.3.3. Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B)

- La longueur tendue est égal à « L » $L = L_t$.
- L'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$.

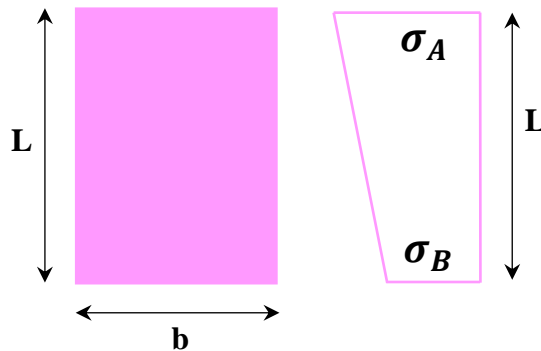


Figure.V.9 : Section entièrement tendue.

V.3.4. Ferraillage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

1- $G + Q \pm E$

2- $0.8G \pm E$

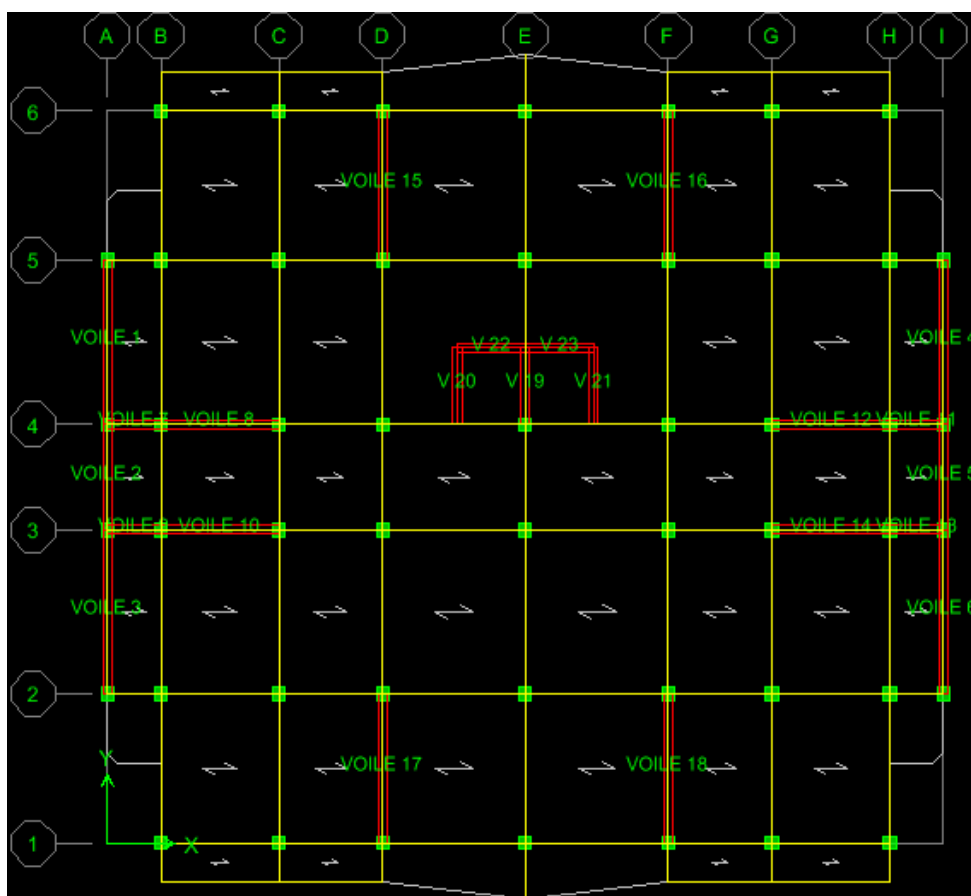
V.3.4.1. Calcul de ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b \times L$ Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times L$ Dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :



FigureV.10. Vue en plan des voiles existants.

● Exemple de calcul :

➤ Sens X-X :

c- Voile : voile 7 ;

Les données utilisées sont les suivantes :

☒ Dimension :

⇒ $L = 1.2 \text{ m}$

⇒ $b = 0.20 \text{ m}$.

☒ Caractéristique géométrique :

$$\Rightarrow I = \frac{0.20 \times 1.2^3}{12} = 0.02888 \text{ m}^4.$$

$$\Rightarrow s = 0.240 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow Y = 0.6 \text{ m}$$

☒ Les sollicitations sont :

$$\Rightarrow M = 287.799 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow N = 497.85 \text{ KN}$$

☒ Les contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_A = 8053.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_B = -3904.83 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0 \rightarrow$ section est : SPC

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.391 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 152.67 \text{ KN}.$$

$$A_s \text{ cal} = T \times \gamma S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 4.39 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) : $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

- $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 1.600 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 0.20 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$
- $A_{adopté} = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 4.39 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement :**

✓ **En zone courante :**

$s_t \leq \min(1,5e; 30) = 30 \text{ cm}$ On choisier: $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}.$$

▪ **Sens X-X :**

VOILE	Vx7	Vx8	Vx9	Vx10
N_s	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	1,2	3,00	1,2	3,00
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m⁴)	0,0288	0,45	0,0288	0,45
S(m²)	0,24	0,60	0,24	0,60
Y(m)	0,60	1,50	0,60	1,50
M(KN. m)	287,799	877,406	304,33	911,296
N(KN)	497,85	1344,03	485,19	1387,63
σ_A (KN/m²)	8053,58	5164,74	8361,83	5350,37

σ_B (KN/m ²)	-3904,83	-684,64	-4318,58	-729,94
L_t (m)	0,39	0,35	0,41	0,36
T (KN)	152,67	23,96	177,06	26,09
$A_{S\text{ cal}}$ (cm ²)	4,39	0,70	5,09	0,75
$A_{S\text{ RPA}}$ (cm ²)	1,60	1,40	1,64	1,44
$A_{\text{ min}}$ (cm ²)	3,60	9,00	3,60	9,00
As = Max($A_{\text{ scl}}, A_{\text{ sRPA}}, A_{\text{ s min}}$)	4,39	9,00	5,09	9,00
$S_{\text{ t courant}}$ (cm)	20	20	20	20
$S_{\text{ t about}}$ (cm)	10	10	10	10
Zone courant	2T12	12T14	2T12	12T14
Zone tendue	4T14	4T16	4T14	4T16

VOILE	Vx11	Vx12	Vx13	Vx14
N_s	SPC	SPC	SPC	SPC
L (m)	1,2	3,00	1,2	3,00
b (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m ⁴)	0,0288	0,45	0,0288	0,45
S (m ²)	0,24	0,60	0,24	0,60
Y (m)	0,60	1,50	0,60	1,50
M (KN. m)	287,799	877,406	304,33	911,296
N (KN)	271,42	357,26	291,72	332,35
σ_A (KN/m ²)	7126,73	3520,12	7555,71	3591,57
σ_B (KN/m ²)	-4864,89	-2329,25	-5124,71	-2483,74
L_t (m)	0,49	1,19	0,48	1,47
T (KN)	238,38	277,18	245,99	365,11
$A_{S\text{ cal}}$ (cm ²)	6,85	7,96	7,07	10,50
$A_{S\text{ RPA}}$ (cm ²)	1,96	4,76	1,92	5,88
$A_{\text{ min}}$ (cm ²)	3,60	9,00	3,60	9,00
As = Max($A_{\text{ scl}}, A_{\text{ sRPA}}, A_{\text{ s min}}$)	6,85	9,00	7,07	10,5
$S_{\text{ t courant}}$ (cm)	20	20	20	20
$S_{\text{ t about}}$ (cm)	10	10	10	10
Zone courant	1T12	3T8	1T12	3T8
Zone tendue	5T14	12T10	5T14	15T10

Tableau.V.13. Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile longitudinal.

▪ Sens Y-Y :

VOILE	Vy1 et Vy4	Vy2 et Vy5	Vy3 et Vy6	Vy15 et Vy16	Vy17 et Vy18
N _s	SEC	SPC	SPC	SEC	SEC
L(m)	4,2	2,6	4,2	3,8	3,8
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m ⁴)	1,2348	0,2929	1,2348	0,9145	0,9145
S(m ²)	0,84	0,52	0,84	0,76	0,76
Y(m)	2,10	1,30	1,30	1,90	1,90
M(KN. m)	1252,024	975,838	1231,879	513,241	509,415
N(KN)	2031,83	549,48	296,00	1955,80	2173,02
σ _A (KN/m ²)	4556,447	2330,21	2455,59	3639,75	3917,62
σ _B (KN/m ²)	281,243	-1011,92	-1750,83	1507,09	1800,86
L _t (m)	0,00	0,78	1,75	0,00	0,00
T(KN)	0,00	78,93	306,39	0,00	0,00
A _{S cal} (cm ²)	0,00	2,27	8,81	0,00	0,00
A _{S RPA} (cm ²)	12,60	3,12	7,00	11,40	11,40
A _{min} (cm ²)	12,60	7,80	12,60	11,40	11,40
As = Max(A _{scl} , A _{sRPA} , A _{smin})	12,60	7,80	12,60	11,40	11,40
S _{t courant} (cm)	20	20	20	20	20
S _{t about} (cm)	10	10	10	10	10
Zone courant	21T10	5T10	4T8	19T10	19T10
Zone tendue	/	8T12	18T10	/	/

Tableau.V.14. Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile transversal.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

▪ Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ ≤ $\bar{\tau}$
VX7 et Vx11	176,39	0,2	1,20	0,65	3,25	CV
VX8 et Vx12	447,38	0,2	3,00	1,15	3,25	CV
VX9 et Vx13	187,09	0,2	1,20	0,69	3,25	CV
Vx10 et Vx14	467,94	0,2	3,00	1,21	3,25	CV

Tableau.V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

▪ Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Vy1 et Vy4	570,36	0,2	4,2	1,05	3,25	CV
Vy2 et Vy5	571,11	0,2	2,6	1,71	3,25	CV
Vy3 et Vy6	565,90	0,2	4,2	1,04	3,25	CV
Vy15 et Vy16	183,41	0,2	3,8	0,38	3,25	CV
Vy17 et Vy18	145,66	0,2	3,8	0,30	3,25	CV

Tableau.V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.

B. Calcul de ferraillage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

✚ $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.

✚ $\alpha \leq 90^\circ$.

✚ $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

\rightarrow Donc on adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

✚ Selon le RPA

D’après le RPA, le pourcentage minimal d’armatures horizontales en double nappes et donnés par :

Pour : $\tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0015 \times b \times L$.

Pour : $\tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L$.

✚ Donc : $A_t = 0,0015 * b * L$.

La section adoptée est : $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

• Exemple d’application :

Suivant sens xx :

Voile VX7 :

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$.

$S_t \leq \min (1.5e; 30\text{cm}) \rightarrow$ (Art 7.7.4.3 RPA99).

$$S_t = 20\text{cm.}$$

$$V = 176.39 \text{ KN.}$$

$$\tau = 0.65 \text{ MPa} \leq 3.25\text{MPa.}$$

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0.9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(0.65 \times 20) \times 20}{0.9 \times (400/1)} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,72 \text{ cm}^2.$$

❖ **Ferraillage minimal de RPA :**

$$\tau = 0,65 > 0.015 \times f_{c28} = 0.625\text{MPa} \quad a \quad A_t = 0.0025 \times b \times L$$

$$A_{RPA} = 0,15\% \times 20 \times 1.2 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,65 ; 3,60) = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ml/face}) = \frac{3,6}{2 \times 1,20} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face.}$$

Soit : $A_{adopté}(\text{ml/face})= 4T8= 2.01\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Sens X-X :**

Voiles	τ (MPa)	S_t (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
VX7 et VX11	0,65	0,20	0,2	1,20	0,72	3,60	1,5	4T8=2.01
VX8 et VX12	1,15	0,20	0,2	3,00	1,27	9,00	1,5	4T8=2.01
VX9 et VX13	0,69	0,20	0,2	1,20	0,76	3,6	1,5	4T8=2.01
Vx10 et Vx14	1,21	0,20	0,2	3,00	1,34	9,00	1,5	4T8=2.01

Tableau.V.17. Ferraillage horizontal des voiles sens X-X.

▪ **Sens Y-Y :**

Voiles	τ (MPa)	S_t (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Vy1 et Vy4	1,05	0,20	0,2	4,2	1,16	12,6	1,5	4T8=2.01
Vy2 et Vy5	1,71	0,20	0,2	2,6	1,9	7,8	1,5	4T8=2.01
Vy3 et Vy6	1,04	0,20	0,2	4,2	1,15	12,6	1,5	4T8=2.01
Vy15 et Vy16	0,38	0,20	0,2	3,8	0,42	11,4	1,5	4T8=2.01

Tableau.V.18. Ferraillage horizontal des voiles sens Y-Y.

V.3.5. Ferraillage des voiles d'ascenseur :

VOILE	Sens X-X		Sens Y-Y	
		Vx22	Vx23	Vy19
N S	SPC	SPC	SEC	SPC
L(m)	1,85	1,85	2,1	2,1
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2

I(m ⁴)	0,10552	0,10552	0,15435	0,15435
S(m ²)	0,37	0,37	0,42	0,42
Y(m)	0,93	0,93	1,05	1,05
M(KN.m)	307,701	307,701	185,162	223,239
N(KN)	659,88	344,30	545,38	218,02
σ _A (KN/m ²)	4495,38	3642,46	2558,13	2037,73
σ _B (KN/m ²)	-928,46	-1781,38	38,92	-999,53
L _t (m)	0,32	0,61	0,00	0,69
T(KN)	29,34	108,66	0,00	68,97
A _{S cal} (cm ²)	0,84	3,12	0,00	1,98
A _{S RPA} (cm ²)	1,26	2,44	6,30	2,76
A _{min} (cm ²)	5,55	5,55	6,30	6,30
As = Max(A _{scl} , A _{sRPA} , A _{smin})	5,55	5,55	6,30	6,30
Zone courant	6T14	3T14	11T10	4T10
Zone tendue	3T16	6T16	/	7T12

Tableau.V.19. Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile d'ascenseur.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles d'ascenseur :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

▪ Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	τ ≤ τ̄
Vx22 et Vx23	181,37	0,2	1,85	0,76	3,25	CV

Tableau.V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur.

▪ Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	τ ≤ τ̄
Vy19	105,37	0,2	2,1	0,39	3,25	CV
Vy20 et Vy21	145,79	0,2	2,1	0,54	3,25	CV

Tableau.V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur.

b- Calcul de ferraillage horizontal :

▪ Sens X-X :

Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _t (cm ² /ml/face)	A _{adoptée} (cm ²)
Vx22 et Vx23	0,76	0,2	0,2	1,85	0,84	5,55	1,5	4T8=2.01

Tableau.V.21. Ferraillage horizontal des voiles d'ascenseur.

▪ Sens Y-Y :

Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Vy19	0,39	0,2	0,2	2,1	0,43	6,30	1,5	4T8=2.01
Vy20 et Vy21	0,54	0,2	0,2	2,1	0,60	6,30	1,5	4T8=2.01

Tableau.V.21. Ferraillage horizontal des voiles d'ascenseur.

➤ Schémas de ferraillage :

➤ Sens X-X :

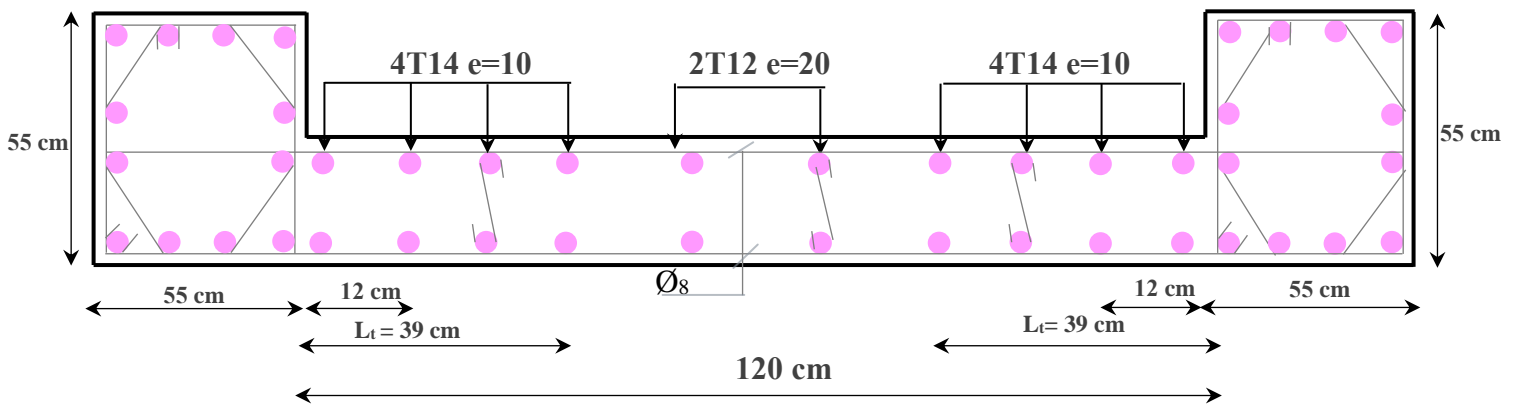


Figure. V. 11 : Schéma de Ferraillage Vx7 et Vx9.

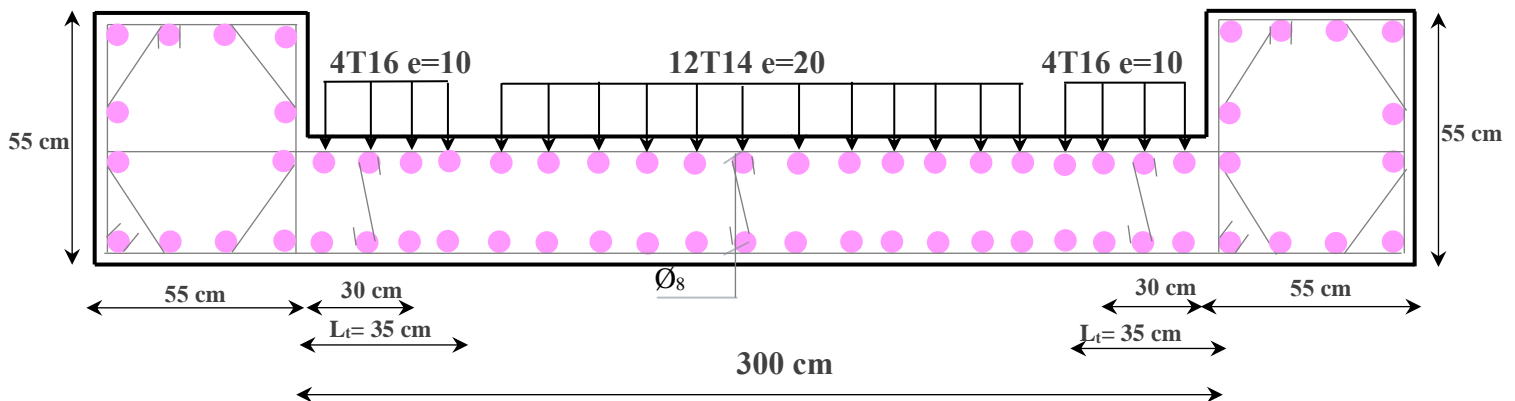


Figure. V. 12 : Schéma de Ferraillage Vx8 et Vx10.

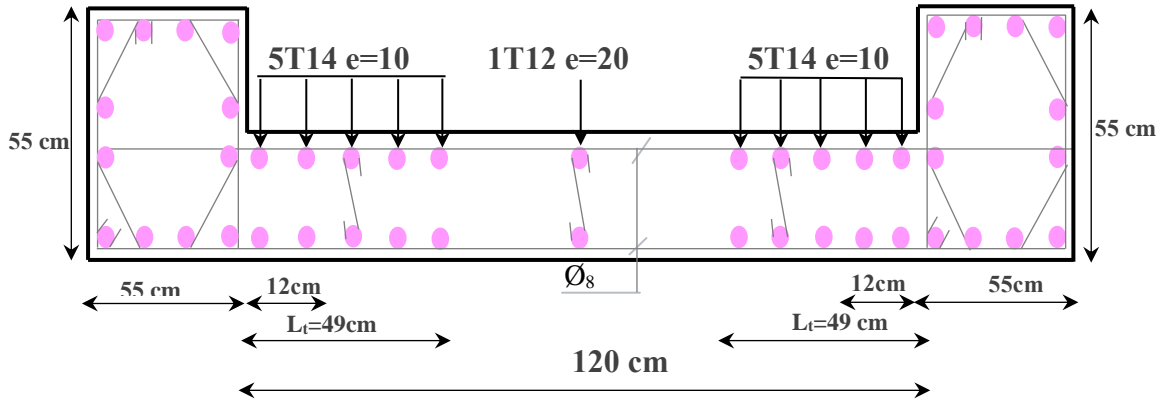


Figure. V. 13 : Schéma de Ferraillage Vx11et Vx13.

➤ Sens Y-Y :

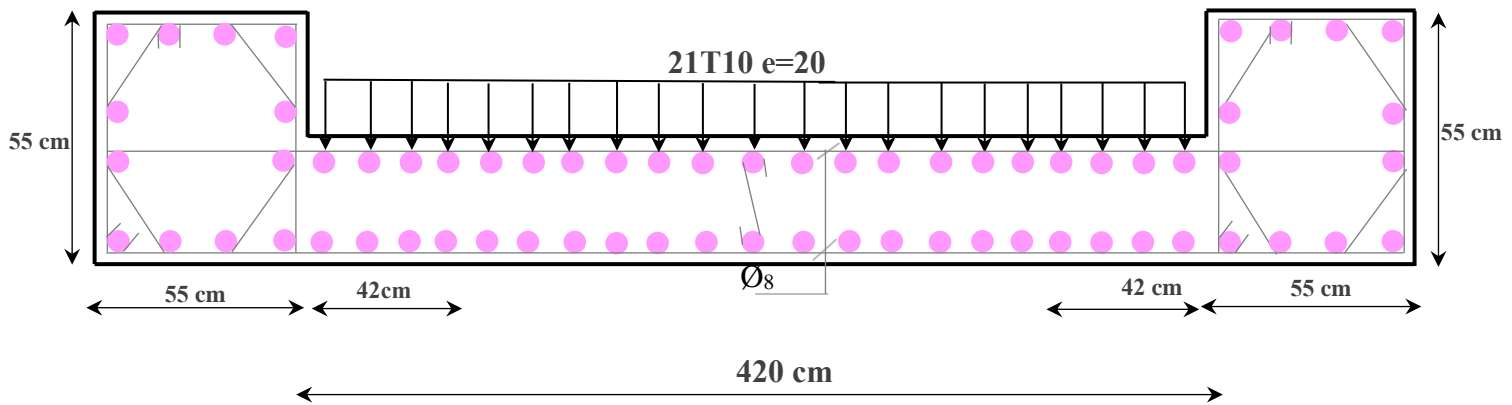


Figure. V. 14 : Schéma de Ferraillage Vy1et V4y.

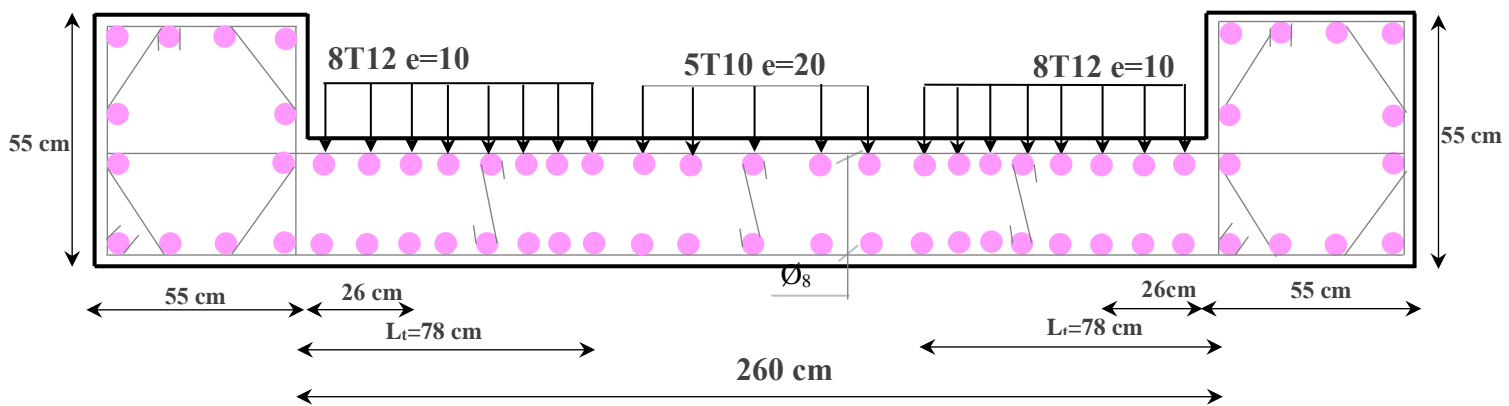


Figure. V. 15 : Schéma de Ferraillage Vy2 et Vy5

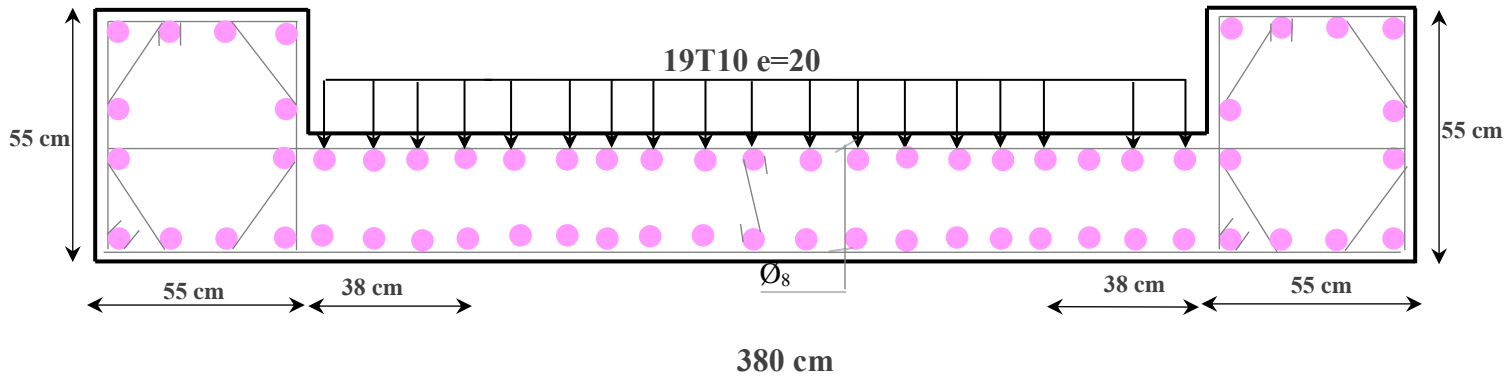


Figure.V.16 : Schéma de Ferraillage Vy15, Vy16, Vy17 et Vy18.

➤ Sens X-X :

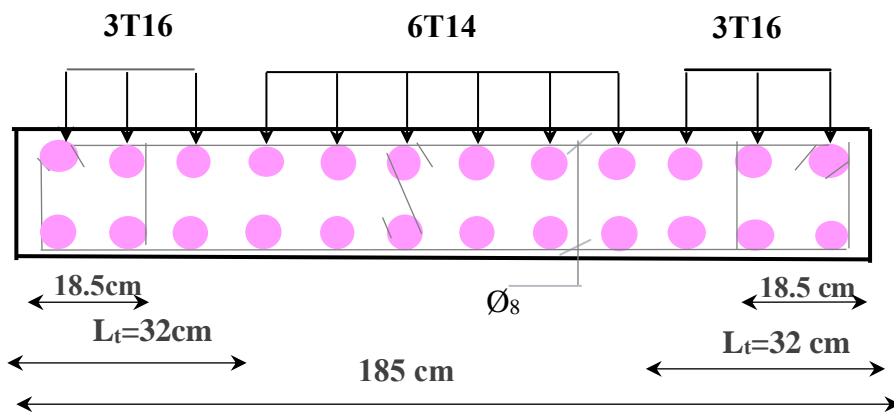


Figure V. 17 : Schéma de Ferraillage voile d'ascenseur Vx22.

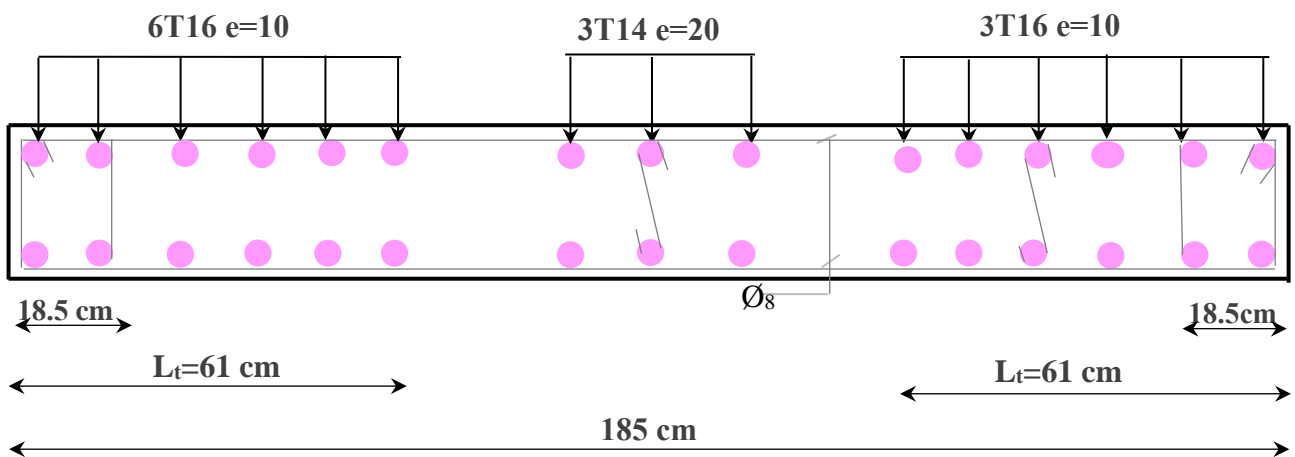


Figure. 18 : Schéma de Ferraillage voile d'ascenseur Vx23.

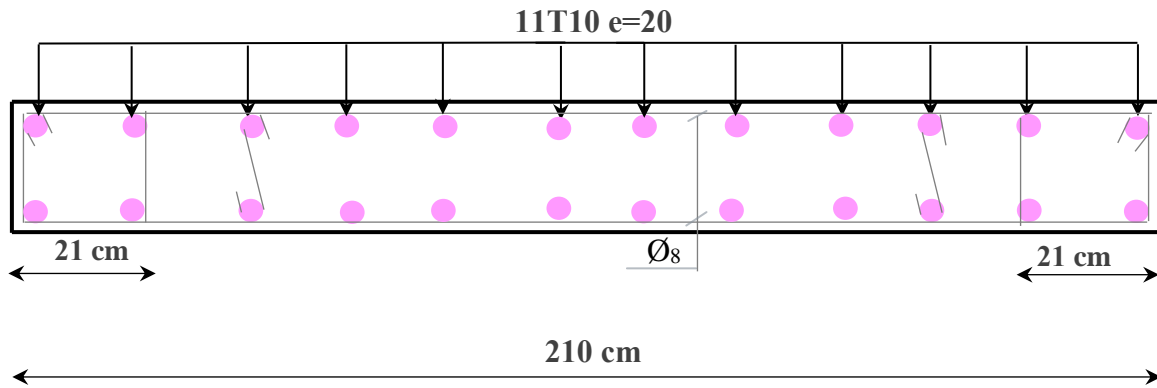


Figure. 19 : Schéma de Ferrailage voile d'ascenseur Vy19.

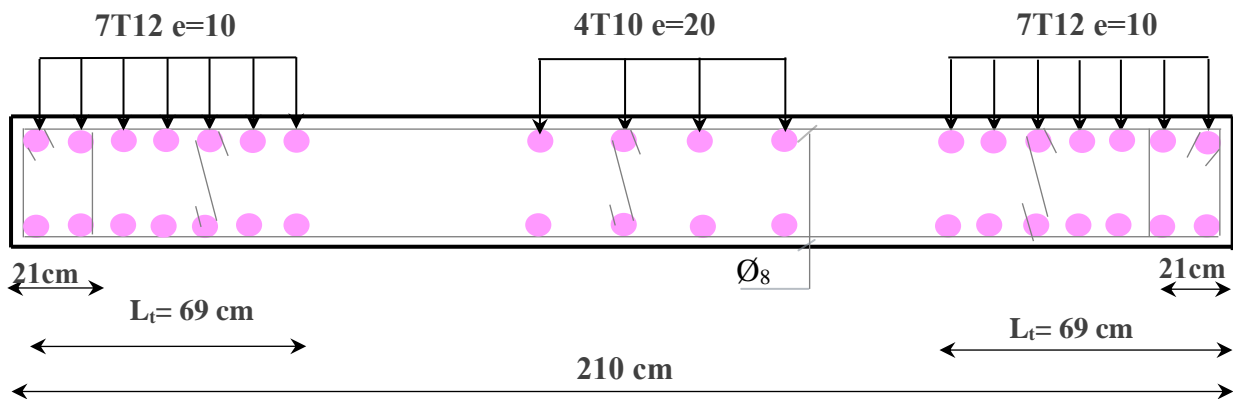


Figure. 20 : Schéma de Ferrailage voile d'ascenseur Vy20 et Vy21.

V.4. Conclusion :

Dans ce chapitre en calcul les différentes sollicitations et les sections d'armatures nécessaire pour assurer la résistance des éléments porteur en cas de saisîmes et assurée la stabilité et la durabilité de notre structure.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\ ax} = 3.14\text{ cm}^2 > A_{s\ \text{min}} = 2.17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{s\ tx} = 3.93\text{ cm}^2 > A_{s\ \text{min}} = 2.17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{s\ ay} = 3.14\text{ cm}^2 > A_{s\ \text{min}} = 2.17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{s\ ty} = 3.14\text{ cm}^2 > A_{s\ \text{min}} = 2.17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.50M_x$; $M_{ay} = 0.50M_y$)

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En appui	Sur travée	En appui	Sur travée
M_{ser} (KN.m)	10.25	15.38	9.82	14.73
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	18	18	18	18
A_{adoptée} (cm²)	4HA10 = 3.14	5HA10 = 3.93	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14
y_{ser} (cm)	3.67	4.05	3.67	3.67
I (cm⁴)	11319.68	13686.16	11319.68	11319.68
K (N/mm³)	0.0905	0.1123	0.0867	0.1301
σ_{st} (MPa)	194.53	234.50	186.36	279.64
σ̄_{st} (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
σ_{bc} (MPa)	3.32	4.55	3.18	4.77
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} < σ̄_{st}	CNV	CNV	CNV	CNV
σ_{bc} < σ̄_{bc}	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.16 : Vérification à l'ELS.

➤ Calcul des armatures à l'ELS :

M_{ser} (KN.m)	μ_s	B	A_{ser} (cm ²)	K	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	$A_{adopté}$ (cm ²)
$M_{tx} = 15.38$	0.0029	0.9117	5.68	41.66	3.95	Vérifier	6HA12 = 6.79
$M_{ax} = 10.25$	0.0019	0.9289	3.72	55.46	2.97	Vérifier	5HA10 = 3.93
$M_{ty} = 14.73$	0.0028	0.9131	5.43	42.53	3.87	Vérifier	5HA12 = 5.65
$M_{ay} = 9.82$	0.0018	0.9287	3.56	55.16	2.99	Vérifier	5HA10 = 3.93

Tableau VI.17 : Calcul des armatures à l'ELS

➤ Distribution constructive :

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min [1.5e ; 30 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm. On prend : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

L'espacement à l'extrémité est $S_t/2$ le long d'une longueur égale à $L/10$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$, en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi = 50 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible
- $20\phi = 25 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de char.

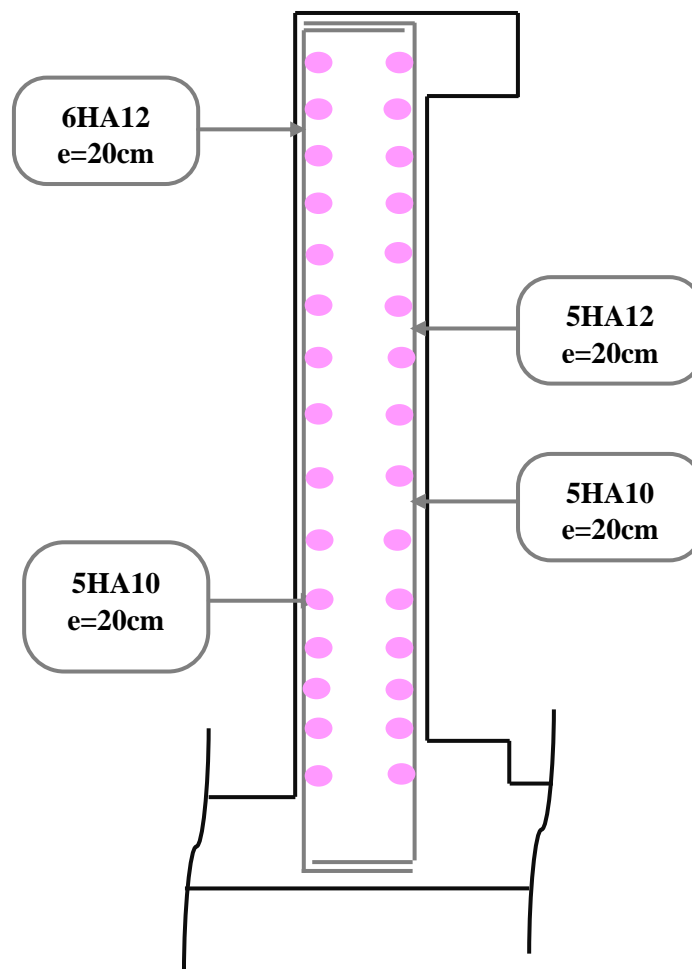


Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique

VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission des charges au sol en adoptant un radier général nervuré

$$P_u = 33.42 \text{ KN/m} \quad ; \quad P_{ser} = 26.64 \text{ KN/m.}$$

VI.8.4. Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la poussé de terre. Le panneau à étudier est de dimension $(4.50 \times 4.60) \text{ m}^2$, et d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

$$\alpha = L_x / L_y = 4.50 / 4.60 = 0.98 > 0.40, \text{ donc le panneau porte dans les 2 sens}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

	L _x (m)	L _y (m)	A	q (KN/m)	μ _x	μ _y	M _{0x} (KN.m)	M _{0y} (KN.m)
ELU	4.50	4.60	0.98	33.42	0.038	0.958	25.72	24.64
ELS	4.50	4.60	0.98	26.64	0.038	0.958	20.50	19.64

Tableau VI.14 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.50M_x$; $M_{ay} = 0.50M_y$)

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En appui	Sur travée	En appui	Sur travée
M_u (KN.m)	12.86	19.29	12.32	18.48
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	18	18	18	18
μ_{bu}	0.0280	0.0420	0.0268	0.0402
A	0.0355	0.0536	0.0339	0.0513
Z (cm)	17.74	17.61	17.76	17.63
A_s (cm²)	2.08	3.15	1.99	3.01
A_{min} (cm²)	2.17	2.17	2.17	2.17
A_{adoptée} (cm²)	4HA10 = 3.14	5HA10 = 3.93	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14

Tableau VI.15 : Calcul du ferrailage du voile périphérique.

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers).
 - Semi profondes (Les puits).
 - Profondes (les pieux).
 - Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).
- Le choix du type de fondation dépend de :
- Le type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VI.3. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à **2 bars** et le bon sol situé à une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VI.3.1. Semelle isolée :

- ⇒ Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :
- ⇒ La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$$

- ⇒ La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

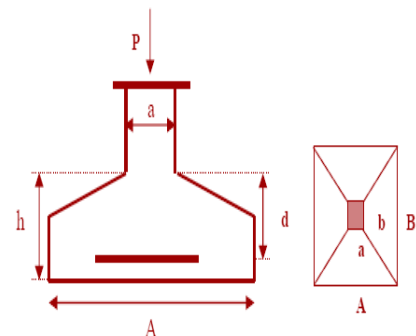


Figure.VI.1. Semelle isolée

Avec : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{bars} = 180 \text{KN/m}^2$$

VI.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

S_{bat} : Surface total du bâtiment = 469.34m²

Les surfaces des semelles : d'après P'ETABS.

Semelles	(KN)	S=N/sigma sol (m ²)	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m ²)
1B	992.00	5.51	4A	321.72	1.79
1C	1128.46	6.26	4B	330.22	1.83
1D	852.35	4.73	4C	344.37	1.91
1 ^E	1151.49	6.39	4D	969.88	5.38
1F	852.35	4.73	4E	367.37	2.04
1G	1128.46	6.26	4F	969.88	5.38
1H	992.00	5.51	4G	344.37	1.91
2A	327.31	1.81	4H	330.22	1.83
2B	777.36	4.31	4I	321.72	1.79
2C	978.06	5.34	5A	313.04	1.73
2D	796.55	4.42	5B	660.03	3.66
2 ^E	1203.04	6.68	5C	989.37	5.49
2F	796.55	4.42	5D	482.05	2.67
2G	978.06	5.34	5E	992.53	5.51
2H	777.36	4.31	5F	482.05	2.67
2I	327.31	1.81	5G	989.37	5.49
3A	320.51	1.78	5H	660.03	3.66
3B	334.53	1.85	5I	313.04	1.73
3C	361.45	2.00	6B	942.69	5.23
3D	982.53	5.45	6C	975.57	5.41
3 ^E	1082.15	6.00	6D	728.50	4.04
3F	982.53	5.45	6E	1206.09	6.70
3G	361.45	2.00	6F	728.50	4.04
3H	334.53	1.85	6G	975.57	5.41
3I	320.51	1.78	6H	942.69	5.23
Totale					La Somme de S=193.19 m²

Tableau.VI.1. Les surfaces des semelles isolées.

VI.3.2. La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :

Semelles	(KN)	S=N/sigma sol (m ²)	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m ²)
VY1	2406.16	13.37	VX13	818.38	4.55
VY2	1576.68	8.76	VX14	1839.56	10.22
VY3	2441.16	13.56	VY15	3499.31	19.44
VY4	2406.16	13.37	VY16	3499.31	19.44
VY5	1576.68	8.76	VY17	3893.52	21.63
VY6	2441.16	13.56	VY18	1207.43	6.71
VX7	813.15	4.52	V19	1197.53	6.65
VX8	1824.81	10.14	V20	1197.53	6.65
VX9	818.38	4.55	V21	1197.53	6.65
VX10	1839.56	10.22	V22	1076.81	5.98
VX11	813.15	4.52	V23	1076.81	5.98
VX12	1824.81	10.14	La somme de N= 41285.58 KN		La somme de S= 229.37KN
Totale					

Tableau.VI.2. Les surfaces des semelles filantes.

$$S_{total} = 193.19 + 229.37 = 422.56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{422.56}{469.34} \times 100 = 90 \%$$

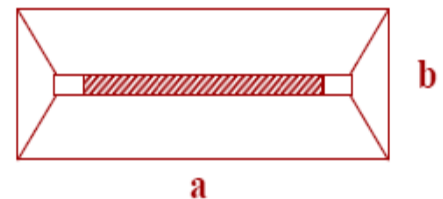


Figure.VI.2. Semelle filante

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

VI.4. Radier général :

VI.4.1 Introduction :

Un radier est un 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 des grandes hauteurs.

Dans notre cas, nous opterons pour un radier dalle (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :

VI.4.2.1. L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm}$.

Telle que : $L_x = 4.50 \text{ m}$. Donc on a : $h_r \geq 22.5 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 60 \text{ cm}$.

VI.4.2.2. Nervure :

❖ **La hauteur de la nervure :**

a. Condition forfaitaire :

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 4.50 \text{ m}$ D'où : $h_n \geq 45 \text{ cm}$.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

b. Condition de la longueur élastique :

- $L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$.
- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$.

Avec :

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- K : La raideur moyenne du sol $K = 120000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.
- E : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

On obtient :

- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 91.13 \text{ cm}$.
- $0.3 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.27339 \leq b \leq 0.63791$

On adopte : $h_n = 1,2 \text{ m}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 60 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,2 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

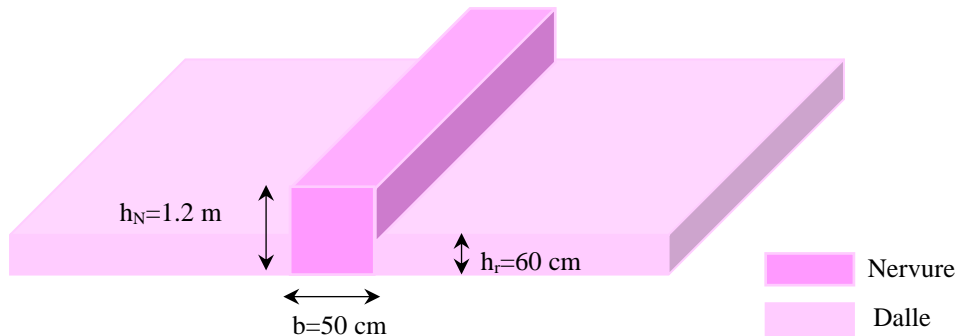


Figure.VI.3. Dimension du radier.

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{N_u \times 1ml}{S_{red}}$

N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 99882.64 \text{ KN}$

D'où :

$$V_u = \frac{N_u \times 1ml}{S_{red}} = \frac{99882.64 \times 1}{469.335} = 212.82 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{max}}{2} = \frac{212.82 \times 4.50}{2} = 478.85 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{478.85 \times 10^3}{500 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.90 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.15 / 1.5 \times 25 = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots cv$$

➤ **La surface minimale du radier :**

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$$

Avec :

- $\sigma_{sol adm}$: la capacité portante de sol.

Donc : $S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{99882.64}{1.5 \times 180} = 369.94 \text{ m}^2 < S_{bat} = 469.335 \text{ m}^2$.

➤ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

VI.4.2.3. Calcul du D (débordement) :

- $D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40\text{cm}$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times [2(L_x + L_y)] = 469.335 + 0.40 \times 2[(23.35 + 20.10)] = 508.86\text{m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S_{\text{rad}} = 508.86 \text{ m}^2$.

VI.4.2.4. Vérification du poinçonnement :**A. Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2).}$$

Avec :

- N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 3233.82\text{KN}$.
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2 \times h) = 7.00\text{m}$.

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 7 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6300 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_u = 3233.82 \text{ KN} < 6300 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

B. Sous voile :

Le voile le plus sollicité de longueur 3.80 m et $N_u = 3839.52\text{KN}$.

Pour une bande de 1 ml : $N_u / \text{ml} = 3839.52 / 3.80 = 1010.40 \text{ KN/ml}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (3.80 + 0.2 + 2 \times 1.2) = 12.80 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 11520 \text{ KN} \rightarrow N_u = 3839.52\text{KN} < 11520 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.4.2.5. Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

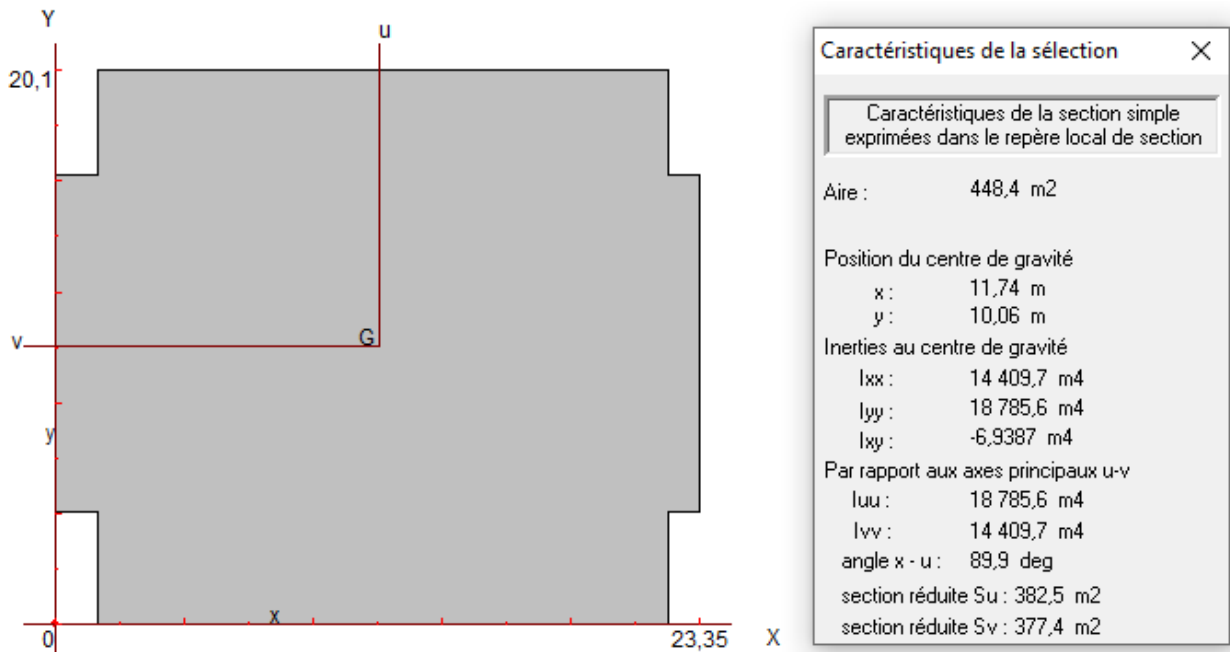


Figure.VI.4. Schéma du radier par SOCOTEC.

Les inerties du radier : $\frac{b \times h^3}{12}$

- Les inerties/X : $I_{xx} = 14409.7 \text{ m}^4$.
- Les inerties/Y : $I_{yy} = 18785.6 \text{ m}^4$

➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 11.74\text{m}$.
- $Y_g = 10.06 \text{ m}$.

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 11.70 \text{ m}$.
- $Y_{gm} = 10.020\text{m}$.

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,04 \text{ m}$.
- $e_y = 0.04 \text{ m}$.

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.4.2.6. Vérification de la stabilité du radier :

VI.4.2.6.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :
Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$.

Avec :

- $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

D'où :

- $N_{bat} = 83106.69 \text{ KN}$.
- $N_{rad} = G_{rad} = 508.86 \times 0.6 \times 25 = 7632.90 \text{ KN}$.
- $N_t = 83106.69 + 7632.90 = 90739.59 \text{ KN}$

Donc : $\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{90739.59}{508.86} = 177.32 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

VI.4.2.6.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison :0,8G ± E:

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0,8 G ± E** :

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$. Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0,8G ± E_x** :

Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
0,8G ± E_x	54173.79	63383.284	1.17	5.84	CV
0,8G ± E_y	54173.79	67749.304	1.25	5.03	CV

Tableau.VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E.

✚ Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$.
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$.

On a : $I_x = 14409.70 \text{ m}^4$; $I_y = 18785.60 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN.m)	63383.284	67749.304
N (KN)	54173.79	54173.79
σ_1(KN/m²)	158.11	142.74
σ_2(KN/m²)	54.80	70.18
σ_m(KN/m²)	132.28	124.60

Tableau.VI.4. Calcul des contraintes.

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$; Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

VI.4.2.6.3. Vérification de la compression sous : G + Q ± E :

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{adm}$.

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	σ_m (Kpa)	OB
G + Q ± E_x	62568.62	69299.168	179.42	66.50	151.19	CV
G + Q ± E_y	62568.62	71834.074	161.43	84.49	142.20	CV

Tableau.VI.5. Vérification de la compression sous G+Q±E.

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.5. Ferrailage du radier :

VI.5.1. Dalle de radier :

VI.5.1.1. Les combinaisons de charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left(\frac{7632.90}{508.86} - 180 \right) = -222.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

ELS :

- $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = -165 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

VI.5.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4.00\text{m}$, $L_y = 4.50 \text{ m}$, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = 0.88 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les deux sens).

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$. Bonde // a l_x .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$. Bonde // a l_y .

Avec Les coefficients μ_y et μ_x sont donné par règles BAEL91:

- $\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \alpha^3)}$.
- $\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$.

ELU :

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	A	q _u (KN)	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN. m)	M _{oy} (KN. m)
4.00 × 4.50	4.00	4.50	0.88	222.75	0.047	0.755	167.508	126.468

Tableau.VI.6. Les sollicitations à l'ELU.

ELS :

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	A	q _s (KN)	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN. m)	M _{oy} (KN. m)
4.00 × 4.50	4.00	4.50	0.88	165	0.047	0,755	124.08	93.680

Tableau.VI.7. Les sollicitations à l'ELS.

VI.5.1.3. Calcul des sections d'armatures E.L.U:

- En travée :
 Pour un panneau de rive : (M_{tx} = 0,85. M_x; M_{ty} = 0,85. M_y).
 Pour un panneau intermédiaire : (M_{tx} = 0,75. M_x; M_{ty} = 0,75. M_y).
- Sur appuis :
 Pour un panneau de rive : (M_{ax} = 0,30. M_x ; M_{ay} = 0,30. M_y)
 Pour un panneau intermédiaire : (M_{ax} = 0,50. M_x ; M_{ay} = 0,50. M_y).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M _U (KN, m)	83.75	125.63	63.23	94.85
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
μ _{bu}	0.0202	0.0304	0.0153	0.0229
A	0.0255	0.0385	0.0192	0.0289
F _{su} (Mpa)	348	348	348	348
F _{bu} (Mpa)	14,16	14.16	14,2	14,2
Z (cm)	53.44	53.17	53.59	53.38
A _s (cm ²)	4.50	6.78	3.39	5.11
A _{s min} (cm ²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Choix des barres	4T16	4T16	4T16	4T16
A _{s adop} (cm ²)	8.04	8.04	8.04	8.04

Tableau.VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

Pour Fe E400 :

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

➤ **Espacement maximal :**

1. Et travée :

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

2. Sur appui :

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

On adopte pour un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$.

VI.5.1.4. La vérification à E.L.S :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$.
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$.
- $\bar{\sigma}_{bc \text{ adm}} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st \text{ adm}} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow$ Fissuration très préjudiciable.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	62.04	93.06	46.84	70.26
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
y (cm)	10.86	10.86	10.86	10.86
I(cm⁴)	267137.923	267137.923	267137.923	267137.923
K (N/mm³)	0.02332	0.0348	0.0175	0.0263
σ_{st adm} (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
σ_{bc adm} (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2.53	3.78	1.90	2.86
σ_{st} (MPa)	150.90	225.19	113.24	170.18
σ_{bc} ≤ σ_{bc adm}	CV	CV	CV	CV
σ_{st} ≤ σ_{st adm}	CV	CNV	CV	CNV

Tableau. VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :

M_{SER} (KN.m)	μ_s	B	A_{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A_S adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{tx} = 93.06$	0.0019	0.9289	11.25	55.46	2.97	Vérifier	6T16=12.06	25
$M_{ty} = 70.26$	0.0015	0.9344	8.44	61.37	2.69	Vérifier	6T16=12.06	25

Tableau.VI.10. Calcul de ferrailage ELS.

VI.6. Etude de débord du radier :

VI.6.1. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 40$ cm , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0.60$ m, $d = 54$ cm.

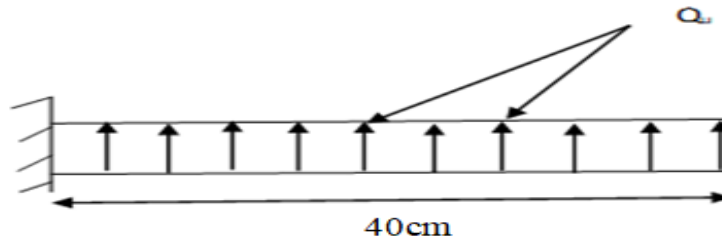


Figure. VI.5. Schéma du débord.

La fissuration est très préjudiciable : $M_{max} = \frac{q \times l^2}{2}$, Donc on ferraille à l'ELS :

ELS :

- $Q_{ser} = 165 \frac{KN}{m^2} \rightarrow M_{max} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} = 13.2$ KN.m.
- $\sigma_{st adm} = 164,97$ MPa et $\sigma_{bc adm} = 15$ Mpa.

Avec :

- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_{st adm}}$
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.436$ m
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc adm}}{15 \times \sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} = 0.576$
- $M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{bc adm} = 1017.85$ KN.m

$\rightarrow M_{ser} < M_{rb}$: Section simplement armée.

Donc : $A_{ser} = 0.97$ cm².

➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.53 \text{ cm}^2.$

- $A_s = \max[A_{ser}; A_{s \min}] \rightarrow A_s = 6.53 \text{ cm}^2.$

On adopte : 4T16 = 8.04 cm².

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 2.01 \text{ cm}^2. \rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 2.01 \text{ cm}^2. \rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$

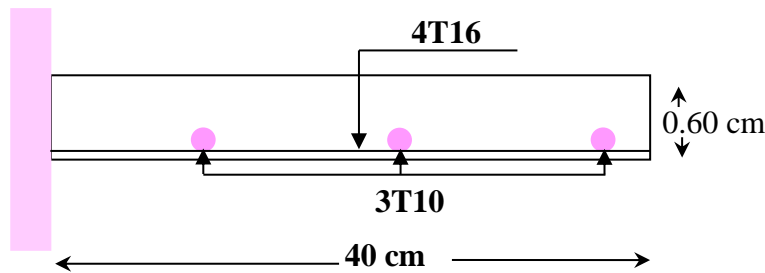


Figure.VI.6. Schéma de ferrailage du débord de radier.

VI.7. Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

VI.7.1. Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègre l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interfaciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

VI.7.2. Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

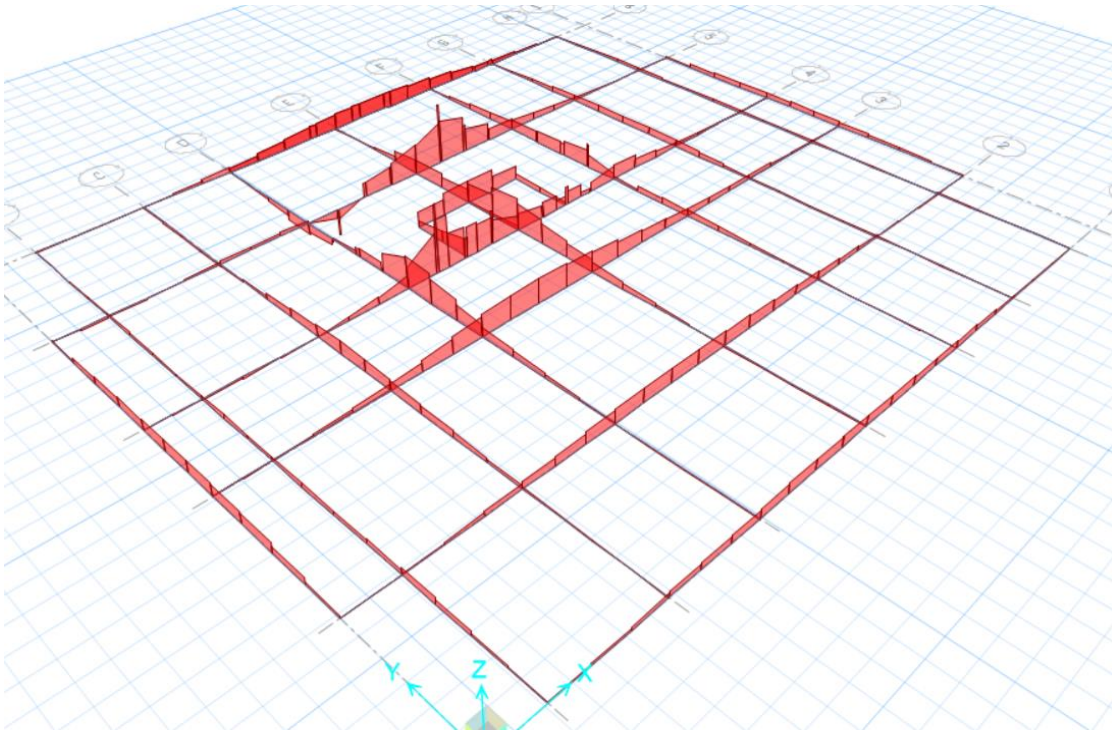


Figure.VI.7. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 16.

VI.7.3. Ferrailage longitudinal :

VI.7.3.1. Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	503.24	917.83
b (m)	0.50	0.50
h (m)	1.20	1.20
d (m)	1.15	1,15
μ_{bu}	0.054	0.098
A	0.069	0.129
Z (cm)	111.83	109.07
F_{su} (Mpa)	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,16	14,16
A_s (cm ²)	12.93	24.18
A_{smin} (cm ²)	6.94	6.94
Chois des barres	4HA20+2HA12	8T20
A_{sadop} (cm ²)	14.83	25,13

Tableau.VI.11. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.

VI.7.3.2. Vérification à ELS :

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	479.52	487.46
h (m)	1.20	1.20
d (m)	1.15	1,15
A_s (cm ²)	14.83	25.13
y (cm)	27.84	34.78
I (cm ⁴)	2049553.19	3126959.74
K (N/mm ³)	0.0233	0.0156
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15
σ_{bc} (MPa)	6.48	5.43
σ_{st} (MPa)	304.62	187.71
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CNV	CNV

Tableau.VI.12. Vérification à l'ELS.

VI.7.3.3. Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

➤ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	479.52	487.46
h (m)	1.20	1.20
b (m)	0.50	0.50
d (m)	1.15	1,15
$\sigma_{st adm}$ (Mpa)	164,97	164,97
μ_s	0,0044	0,0045
β_s	0.8942	0.8922
A_s (cm ²)	28.27	28.80
Choix des barres	4T25 + 4T20	4T25 + 4T20
A_{sadop} (cm ²)	32.20	32.20
K	32.25	31.81
σ_{bc} (Mpa)	5.12	5.19
$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$	CV	CV

Tableau.VI.13. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{623.17 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1.08 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h$.
- $A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 120}{100} = 6 \text{ cm}^2$.

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14**.

➤ **Les armatures transversales :**

Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 1,2\phi \right) = \min(30; 16.8) = 20 \text{ cm}$.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

C.B.A :

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$.
- $A_t = \frac{0,4 \times 50 \times 10}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$.

RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- $A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte 4 cadres de $\phi 8$.

➤ Schéma de ferrailage :

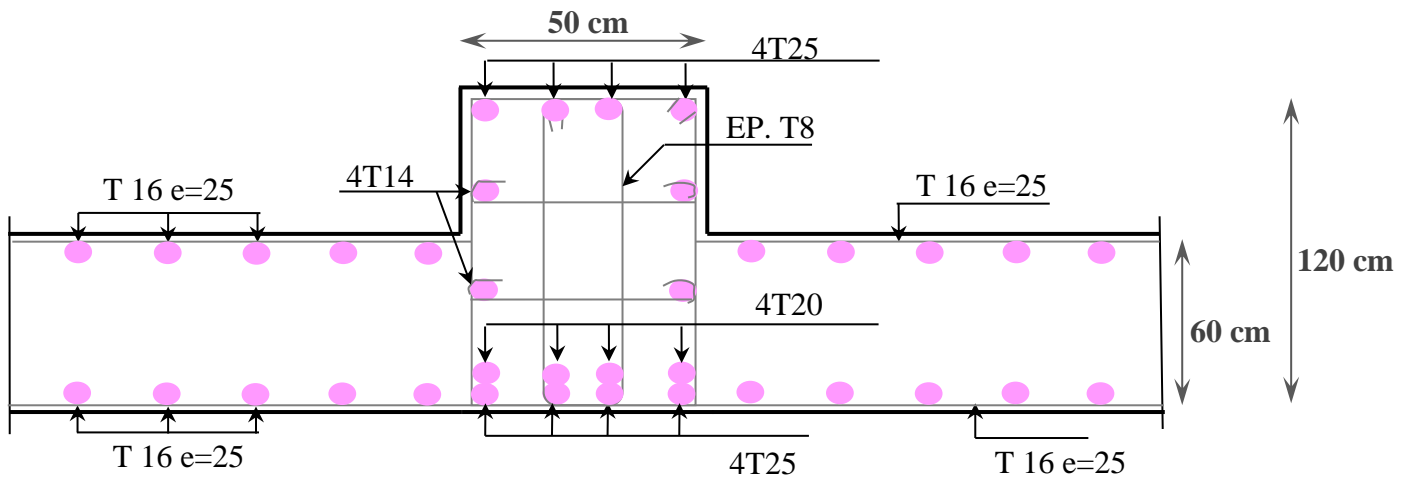


Figure. VI.8. Ferrailage des nervures (sur appuis).

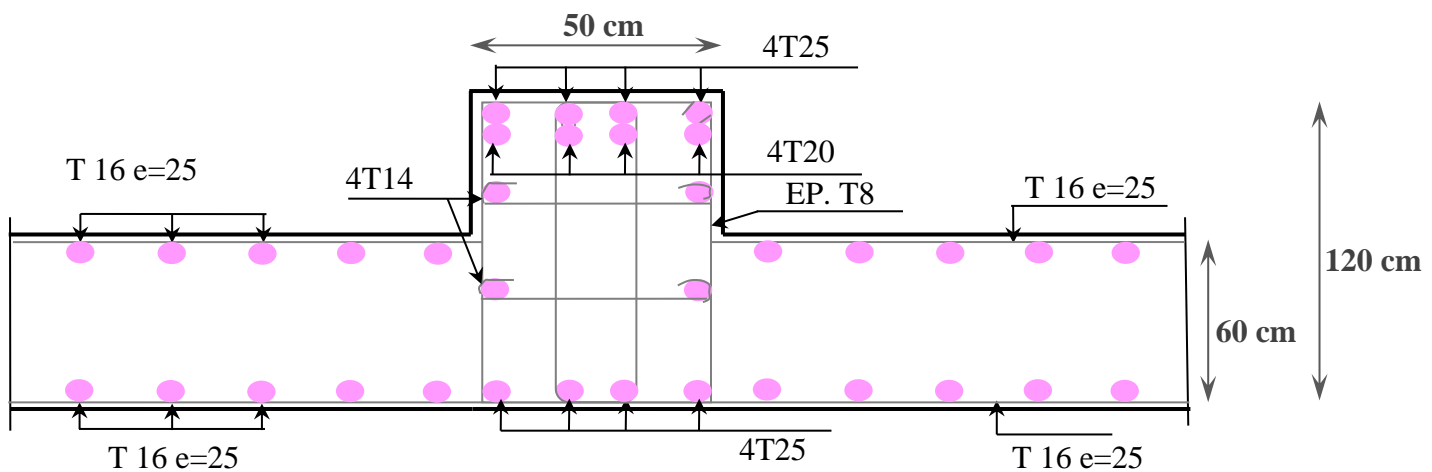


Figure.VI.9. Ferrailage des nervures (en travée).

VI.8. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de servir d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par RPA99v2003. Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA99 exige les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✚ Epaisseur supérieure ou égale à 15 cm.
- ✚ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

VI.8. 1. Dimensionnement du voile :

- ✓ Épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$
- ✓ Hauteur : $H = 4.60 \text{ m}$

VI.8. 2. Calcul de la poussée de terre :

$$\sigma_h(h) = K_a \times \gamma \times h - 2C\sqrt{K_a} \quad ; \quad K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

- γ : poids volumique du remblai (18.50 KN/m^3)
- σ_h : contrainte horizontale
- h : hauteur du mur ($0 \leq h \leq 4.60 \text{ m}$)
- C : cohésion du sol (Sol non cohérent, $C = 0$)
- ϕ : angle de frottement ($\phi = 30^\circ$)
- K_a : coefficient de poussée de terre

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.25 \times 18.5 \times 4.6 = 21.08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VI.8. 3. Calcul de la poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_a \times q \quad ; \quad \text{avec } q : \text{contrainte éventuelle d'exploitation, } q = 10 \text{ KPa} \rightarrow \sigma_q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

✚ **ELU :**

$$\sigma_u = 1.35\sigma_h(h) + 1.5\sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \Rightarrow \sigma_u = \sigma_{\min}(0) = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 4.60 \text{ m} \Rightarrow \sigma_u = \sigma_{\max}(4.60) = 42.903 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 33.42 \text{ KN/m}^2$$

✚ **ELS :**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \Rightarrow \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{\min}(0) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 4.60 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{\max}(4.60) = 31.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26.64 \text{ KN/m}^2$$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

Conclusion générale

L'étude effectuée dans ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques étudiées pendant notre formation universitaire, et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures. Lors de cette étude nous avons utilisé les hypothèses suivant des règlements tels que – RPA, CBA, BAEL –, après un calcul fastidieux pendant ce semestre, en essayant d'avoir un résultat acceptable, on dispose dans le complet :

- Un prédimensionnement bien fait de convenir les hypothèses et de savoir que ce sont des dimensions fiables, ensuite le ferrailage des éléments secondaires et de contreventements qui nous a accompli les reconnaissances théoriques et pratique.
- Cette étude nous a permis aussi d'exploiter et de connaître les logiciels de calcul et de conceptions utilisés en génie civil tel que le SAP 2000, ETABS et SOCOTEC, cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par des logiciels « ETABS, SOCOTEC ». Alors que les résultats de l'étude dynamiques montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques. Ce qui justifier les exigences données par RPA99 révisé en 2003. La disposition de ces voiles permet de limiter la torsion engendrée par l'effort du séisme dans la structure et donc assurer la stabilité de l'ouvrage.

D'après l'étude qu'on a faite, il est très important que l'ingénieur génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Règlement Neige et Vent **RNV99**.

Livre :

- Pratique du **BAEL91**.....**JEAN PERCHAT et JEAN ROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Béton Armé Guide de calcul**H. Renaud et J. Lamirault** .

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.

Thèses fines d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Annaba.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia.

Logiciels :

- SAFE 16.
- ETABS 9.7.0.
- AUTOCAD 2011.
- SOCOTEC.
- WORD 2016.
- EXCEL 2016.

Annexes

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

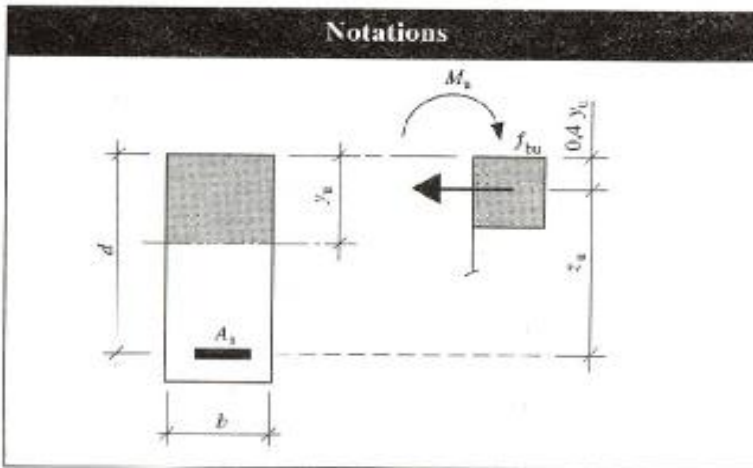
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1

Annexe

4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels: f_e E 400 → ①
 f_e E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



Contraintes de calcul	Paramètres
<p style="text-align: center;">Béton</p> $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$
<p style="text-align: center;">Acier</p> $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	$\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$ <p>ϵ_{st}: allongement armature A_u</p> <p>p_u: pourcentage mécanique</p> $p_u = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$

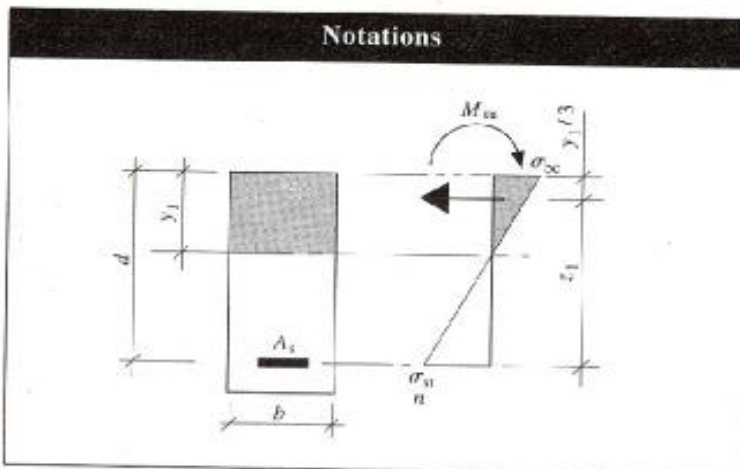
μ_{bu}	α_u	β_u	ϵ_{st}	p_u	
				①	②
0,000	0,000	1,0000	10,000	0,000	0,000
0,002	0,005	0,9990	10,000	0,002	0,002
0,004	0,005	0,9980	10,000	0,004	0,004
0,006	0,008	0,9970	10,000	0,006	0,006
0,008	0,010	0,9960	10,000	0,008	0,008
0,010	0,013	0,9950	10,000	0,010	0,010
0,012	0,015	0,9940	10,000	0,012	0,012
0,014	0,018	0,9930	10,000	0,014	0,014
0,016	0,020	0,9919	10,000	0,016	0,016
0,018	0,025	0,9909	10,000	0,018	0,018
0,020	0,025	0,9899	10,000	0,020	0,020
0,022	0,028	0,9889	10,000	0,022	0,022
0,024	0,030	0,9879	10,000	0,024	0,024
0,026	0,033	0,9868	10,000	0,026	0,026
0,028	0,036	0,9858	10,000	0,028	0,028
0,030	0,038	0,9848	10,000	0,030	0,030
0,032	0,041	0,9837	10,000	0,032	0,032
0,034	0,043	0,9827	10,000	0,034	0,034
0,036	0,046	0,9817	10,000	0,036	0,036
0,038	0,048	0,9806	10,000	0,038	0,038
0,040	0,051	0,9796	10,000	0,041	0,041
0,042	0,054	0,9785	10,000	0,043	0,043
0,044	0,056	0,9775	10,000	0,045	0,045
0,046	0,059	0,9764	10,000	0,047	0,047
0,048	0,062	0,9754	10,000	0,049	0,049
0,050	0,064	0,9743	10,000	0,051	0,051
0,052	0,067	0,9733	10,000	0,053	0,053
0,054	0,069	0,9722	10,000	0,056	0,056
0,056	0,072	0,9712	10,000	0,058	0,058
0,058	0,075	0,9701	10,000	0,060	0,060
0,060	0,077	0,9690	10,000	0,062	0,062
0,062	0,080	0,9680	10,000	0,064	0,064
0,064	0,083	0,9669	10,000	0,066	0,066
0,066	0,085	0,9658	10,000	0,068	0,068
0,068	0,088	0,9648	10,000	0,070	0,070
0,070	0,091	0,9637	10,000	0,073	0,073
0,072	0,093	0,9626	10,000	0,075	0,075
0,074	0,096	0,9615	10,000	0,077	0,077
0,076	0,099	0,9604	10,000	0,079	0,079
0,078	0,102	0,9593	10,000	0,081	0,081
0,080	0,104	0,9583	10,000	0,083	0,083
0,082	0,107	0,9572	10,000	0,085	0,085
0,084	0,110	0,9561	10,000	0,088	0,088
0,086	0,113	0,9550	10,000	0,090	0,090
0,088	0,115	0,9539	10,000	0,092	0,092
0,090	0,118	0,9528	10,000	0,094	0,094
0,092	0,121	0,9517	10,000	0,097	0,097
0,094	0,124	0,9506	10,000	0,099	0,099
0,096	0,126	0,9494	10,000	0,101	0,101
0,098	0,129	0,9483	10,000	0,103	0,103

Annexe

5

Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers } domaine élastique $n = 15$
- Béton }



Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> <p>σ_{bc}</p> <p>Limite réglementaire</p> <p>$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$</p>	$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
<p>Acier</p> <p>σ_{st}</p> <p>Limite réglementaire</p> <p>$\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)</p>	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$



μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0.0000	0.06	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.83	0.0368	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9373	0.053
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9211	0.064
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9057	0.106
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.8909	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.8765	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.8625	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.8487	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.8353	0.216
0.0022	49.07	0.1079	0.234	0.8220	0.239
0.0024	46.61	0.1119	0.243	0.8088	0.261
0.0026	44.45	0.1155	0.252	0.7959	0.284
0.0028	42.53	0.1190	0.261	0.7831	0.307
0.0030	40.79	0.1224	0.269	0.7704	0.330
0.0032	39.23	0.1256	0.277	0.7578	0.353
0.0034	37.82	0.1286	0.284	0.7453	0.375
0.0036	36.51	0.1315	0.291	0.7329	0.399
0.0038	35.32	0.1342	0.298	0.7206	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.7084	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.6963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.6842	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.6722	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.6602	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.6483	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.6365	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.6246	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.6129	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.6012	0.658
0.0060	26.49	0.1590	0.362	0.5895	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.5779	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.5663	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.5547	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.5432	0.779
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.5317	0.803
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.5202	0.827
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.5088	0.852
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.4974	0.876
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.4860	0.901
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.4747	0.925
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.4633	0.950
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.4520	0.975
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.4407	0.999
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.4295	1.024
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.4183	1.049
0.0092	19.98	0.1838	0.429	0.4070	1.073
0.0094	19.69	0.1851	0.432	0.3959	1.098
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.3847	1.123
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.3735	1.148

Résumé

Dans ce mémoire, une étude achevée d'une tour (R + 14) à usage d'habitation, en béton armé, implantée dans la wilaya de Jijel, classé en (zone II), selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Sachant que le bâtiment est contreventé par portiques et voiles. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91. À l'aide de logiciel ETABS, l'étude dynamique a été fait parfaitement et rapidement, aussi le SOCOTEC à aider pour calculer le ferrailage facilement.

Mots Clés : Béton armé, Contreventement, Règlements, Modélisation, Etude sismique.

ملخص:

في هاته المذكرة، تم انجاز دراسة لبناية عالية (14 طابق) للاستغلال السكني المشكلة بالخرسانة المسلحة، المتواجدة في ولاية جيجل التي تصنف حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدلة في 2003 ضمن المنطقة الزلزالية (رقم II) علما أن البناية مهيكلة بواسطة الجدران، الأعمدة والروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة. الدراسة متوافقة مع معايير RPA تم إجراء الأبعاد وكذلك التسليح للعناصر الأساسية للبنانية حسب قواعد حساب الهياكل بالخرسانة المسلحة CBA93 بتطبيق قوانين BAEL91. باستخدام برنامج ETABS، تم إجراء الدراسة الديناميكية بشكل مثالي وسريع، وكذلك SOCOTEC للمساعدة في حساب التسليح بسهولة.

Summary:

In this brief, a completed study of a tower (R + 14) for residential use, reinforced concrete, implanted in the wilaya of Jijel, classified in (zone II), according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003). Knowing that the building is braced by porticoes and sails. The design and reinforcement of the elements were carried out in accordance with the design and design rules for reinforced concrete structures (CBA93), applying BAEL91. Using ETABS software, the dynamic study was done perfectly and quickly, so the SOCOTEC to help calculate the reinforcement easily.

Keywords: Reinforced concrete, Bracing, Regulations, Modeling, Seismic study.