

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.**

Université de Jijel



**FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDROLIQUE**



PROJET DE FIN D'ETUDE

**En vue de l'obtention du diplôme master académique en Génie Civil
Option : structure**

THEME

**Conception et calcul d'une tour R+9 à
contreventement mixte (portiques-voiles)
implantée en zone IIa.**

***Encadré par :*
Mr. N. MEHIDI**

***Présenté par :*
BOUTROUA Selma.
LATER Zineb.**

Promotion : 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master et pouvoir réaliser ce travail.

Nous adressons nos remerciements à notre encadreur le Professeur M. N. MEHIDI, pour la patience et la confiance qu'il nous a accordé tout au long de ce travail. Ses conseils professionnels compétents nous ont beaucoup aidés et Nous lui exprimons toute notre reconnaissance.

Nos sincères et profonds remerciements pour tout le personnel d'EURL ETRBHM - BOUBATA RABAH-, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre projet de fin d'études, en acceptant d'examiner notre travail.

Nos respectueuses salutations et remerciements aux membres du jury qui auront l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Nos remerciements également à tous les enseignants et à tout le personnel de l'administration du Département Génie Civil et Hydraulique.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à nos familles, nos parents, pour leurs contributions, leurs soutiens et leurs patiences. A tous nos proches et amis, qui nous ont accompagnés, aidés et encouragés tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

Dédicace

*À l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif,,
À 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,,*

À mon père !

*'À la plus belle créature que Dieu a créée sur terre,,
À cet source de tendresse, de patience et de générosité,,
tu m'as donné la vie, le courage pour réussir.*

*Tout ce que je peux t'offrir pourra exprimer l'amour
et la reconnaissance que le te porte,,*

À ma mère !

À tous mes frères: Alla, Abdou, Mehdi,

A ma sœur aïcha,

Et toutes mes sœurs, ainsi que leurs enfants

À toute ma famille

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant
allégués, et le fruit de votre soutien infailible,*

Merci d'être toujours là pour moi.

À tous mes amies : aya, hanane, mayssoune, aya ...

Et tous mes amis : Abdelghani, Moh ...

*À ma sœur et binôme selma que je souhaite beaucoup de bonheur, réussite
et bonne santé*

À tous les étudiants de la promotion 2020/2021

Option : Structure

A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer ...

Zineb Later

Dédicace

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 sentiment, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »

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 mes sœurs: Soumia, Besma, Aya, Amani

À Mon frère: Yaakoub

*À ma sœur et mon binôme « zineb ». qui n'a pas cessé et m'encourager tout
le temps*

À mes amies proches: Meriem, Amel

À mes amies: Fayza, Ahlem, Zienb, Racha

À mon cher ami: Alaeddine

Et mes amis: Nasro-bmz, Nasro,

A toutes mes collègues de master 2 structure.

A toute la promotion de Génie Civil 2020/2021.

Tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite

Boutroua selma

Dédicace

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 sentiment, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »

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 mes sœurs: Soumia, Besma, Aya, Amani.

À Mon frère: Yaakoub.

À ma sœur et mon binôme « zineb ». qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps.

À mes amies proches: Meriem, Amel...

À mes amies: Fayza, Ahlem, Zienb, Racha...

Et mes amis: Alaeddine, Nasro-bmz...

A toutes mes collègues de master 2 structure.

A toute la promotion de Génie Civil 2020/2021.

Tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite

Boutroua selma

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation constituée d'un rez de chaussée plus (9) étages en béton armé, implanté à la wilaya de Ain T'émouchent qu'est classée en zone sismique (II-a) selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique

Abstract

This project presents a detailed study of a residential consisting of a ground floor plus (9) floors with reinforced concrete, located in the city of Ain T'émouchent, which is classified in Seismic zone (II-a) According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

Tags: Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز برج سكني يتكون من طابق ارضي زائد (9) طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة ، تقع في ولاية عين تموشنت ، التي تصنف ضمن المناطق الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA version 2003.

اما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الاساسية المشكلة للبنية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر .

الكلمات المفتاحية : العمارة ، الخرسانة المسلحة ، الاساس ، عارضة ، فولاذ ، الهيكلة المزدوجة ، الدراسة الميكانيكية .

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: Présentation du projet

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3. Définition des éléments de l'ouvrage	1
I.4. Les règlements et les normes utilisés.....	2
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	2
I.5.1. Introduction.....	2
I.5.2. Le béton.....	3
I.5.3. Composants du Béton	3
I.5.4. Caractéristiques mécaniques du béton.....	3
I.5.5. Les aciers.....	7
I.6. Les actions et sollicitations.....	9
I.6.1. Actions.....	9
I.6.2. Sollicitations.....	9
I.7. Conclusion	10

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments.....	11
II.2.1. Les poutres.....	11
II.2.2. Les voiles.....	12
II.2.3. Les poteaux.....	14

CHAPITRE III: Descente de charge et évaluation des charges

III.1. La descente de charge.....	17
III.1.1. Evaluation des charges.....	17
III.1.2. Loi de dégression des charges.....	23
III.2. Conclusion.....	34

CHAPITRE IV: Etude des éléments secondaires

IV.1. Introduction.....	35
IV.2. Plancher.....	35
IV.2.1. Plancher a corps creux.....	35
IV.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles.....	36
IV.2.1.2. Etude des poutrelles.....	37
IV.2.1.3. La dalle de compression.....	66
IV.2.2. Plancher a dalle pleine.....	67
IV.3. Escaliers.....	82
IV.3.1. Pré dimensionnement.....	82
IV.3.2. Calcul du ferrailage.....	86
IV.3.3. Etude de la poutre palière.....	104
IV.4. Balcon	109
IV.4.1. Pré dimensionnement.....	109
IV.5. L'acrotère.....	115
IV.5.1. Calcul du ferrailage.....	115

CHAPITRE V: Etude au vent

V.1. Introduction.....	123
V.2. Application de RNV 99.....	123
V.2.1. La vérification d la stabilité d'ensemble.....	123
V.2.2. Détermination de coefficient dynamique C_d	123
V.2.3. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	124
V.2.4. Détermination de coefficient d'exposition C_e	124
V.2.5. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	125
V.2.6. Détermination du coefficient de pression nette C_p	130
V.2.7. Calcul de la pression due au vent.....	132
V.2.8. Calcul des forces de frottement f_{fr}	133
V.2.9. Détermination de la force résultante f_{frj}	134
V.3. Conclusion.....	135

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.1. Introduction.....	136
VI.2. Objectifs et Exigences.....	136
VI.3. Méthodes de calcul.....	137
VI.3.1. Présentation de méthode statique équivalente.....	137
VI.3.2. Présentation de la méthode modale spectrale.....	137
VI.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme.....	137
VI.3.4. Choix de la méthode de calcul.....	137
VI.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003.....	138
VI.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS.....	141
VI.5.1. Spectre de réponse de calcul.....	141
VI.5.2. Modélisation de la structure.....	142
VI.6. Etape de modélisation.....	144
VI.7. Disposition des voiles.....	144
VI.8. La période fondamentale théorique.....	147
VI.9. Le poids totale de la structure.....	148
VI.10. Vérifications réglementaires.....	149
VI.11. Vérification de l'effort sismique.....	150
VI.12. Justification de l'interaction portiques voiles.....	151
VI.13. Modélisation par brochette.....	151
VI.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage.....	156
VI.15. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	159
VI.16. Justification de la stabilité au renversement.....	160
VI.17. Vérification de L'effort normal réduit (RPAv2003, 7.1.3.3).....	161
VI.18. Conclusion.....	162

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1. Introduction.....	163
VII.2. Etude des poteaux.....	163
VII.2.1. Recommandations du RPA99/2003.....	163
VII.2.2. Calcul de ferrailage.....	165
VII.3. Etude des poutres.....	171
VII.3.1. Combinaisons des charges.....	171
VII.3.2 Calcul de ferrailage.....	171
VII.3.3. Schéma de ferrailage.....	175

VII.4. Etude des voiles pleins.....	180
VII.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003.....	180
VII.4.2. Calcul du ferrailage vertical.....	182
VII.4.3. Etude des sections.....	182
VII.4.4. Ferrailage des voiles.....	184
VII.4.5. Vérification de la résistance au cisaillement.....	188
VII.4.6. Calcul de ferrailage horizontal.....	189
VII.4.7. Schéma de ferrailage des voiles.....	191
VII.5. Conclusion.....	193

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	194
VIII.2. Choix du type de fondation.....	194
VIII.2.1. Semelle isole.....	194
VIII.2.2. Semelles filantes.....	196
VIII.3. Radier générale.....	197
VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier.....	197
VIII.3.2. Caractéristiques géométriques du radier.....	200
VIII.4. Ferrailage du radier.....	202
VIII.4.1. Dalle de radier.....	202
VIII.4.2. Etude de débord du radier.....	205
VIII.4.3. Calcul des nervures.....	207
VIII.5. Les longrines.....	112
VIII.5.1 Définition.....	112
VIII.5.2. Rôle des longrines.....	112
VIII.5.3. Ferrailage des longrines.....	112
VIII.6. Conclusion.....	214

CONCLUSION GENERALE

Bibliographe

Annexes

La liste des figures

CHAPITRE I: Presentation du projet

Figure I.1. Diagramme Déformation-Contrainte du béton	6
Figure I.2. Diagramme de déformation – Contrainte de l’acier.....	8

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1. Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.....	12
Figure II.2. Coupe verticale d’un voile.....	13
Figure II.3. Coupe horizontale d’un voile.....	13
Figure II.4. Dimensionnement d’un poteau	14

CHAPITRE III: Etude des éléments secondaires

Figure III.1. Coupe transversal de plancher a corps creux.....	18
Figure III.2. Coupe transversale d’une poutrelle.....	18
Figure III.3. La Section de la poutrelle.....	22
Figure III.4. Coupe de section rectangulaire et section en T.....	36
Figure III.5. Disposition des armatures de la dalle de compression.....	49
Figure III.6. Plancher en dalle pleine.....	50
Figure III.7. Schéma d’un escalier.....	64
Figure III.8. Schéma du volée 1 du RDC	65
Figure III.9. Schéma du volée 2 du RDC	66
Figure III.10. Schéma de la volé 1 des étages courants.....	67
Figure III.11. Schéma de la volé 2 des étages courants.....	67
Figure III.12. Schéma statique du 2 ^{eme} volée RDC (type 1).....	68
Figure III.13. Schéma statique avec chargement.....	69
Figure III.14. La charge équivalente.....	69
Figure III.15. Schéma de ferrailage du volée 2 de l’escalier type 1.....	74
Figure III.16. Schéma statique du 1 ^{ere} volée étage courant (type 2).....	74
Figure III.17. Schéma statique avec chargement.....	75
Figure III.18. La charge équivalente.....	75
Figure III.19. Schéma de ferrailage du volée 1 de l’escalier type 2	80
Figure III.20. Schéma statique du 2 ^{eme} volée étage courant (type 2)	80
Figure III.21. Schéma statique avec chargement.....	81
Figure III.22. La charge équivalente.....	81
Figure III.23. Schéma de ferrailage du volée 2 de l’escalier type 2.....	86
Figure III.24. La poutre palière.....	86
Figure III.25. Section creuse.....	89

Figure III.26. Ferrailage de la poutre palière.....	90
Figure III.27. Schéma du balcon encastré sur deux côtés.....	92
Figure III.28. Schéma de ferrailage du balcon.....	96
Figure III.29. La coupe transversale de l'acrotère.....	97
Figure III.30. Coupes transversales de l'acrotère.....	101
Figure III.31. Ferrailage de l'acrotère.....	104

CHAPITRE IV: Descente de charge et évaluation des charges

Figure IV.1. Coupe planché d'étage courant.....	105
Figure IV.2. Coupe plancher de la terrasse inaccessible.....	106
Figure IV.3. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	107
Figure IV.4. Murs extérieurs.	108
Figure IV.5. Murs intérieurs.....	108
Figure IV.6. Surface afférente du poteau P1.....	112
Figure IV.7. Surface afférente du poteau P2 (Terrasse et RDC).....	116
Figure IV.8. Surface afférente du poteau P2 E.C).....	116

CHAPITRE V: Etude au vent

Figure V.1. Répartition de la pression dynamique.....	124
Figure V.2. Légendes pour les parois verticales.....	126
Figure V.3. La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X.....	127
Figure V.4. La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y.....	128
Figure V.5. Légende pour les toitures plates.....	128
Figure V.6. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens X-X.....	129
Figure V.7. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens Y-Y	130
Figure V.8. Force résultante R.....	134

CHAPITRE VI : Etude sismique

Figure VI.1. Le spectre de réponse.....	141
Figure VI.2. Modélisation de la structure de tour par ETABS.....	143
Figure VI.3. La disposition des voiles proposés.....	144
Figure VI.4. Premier mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.82s$).....	146
Figure VI.5. Deuxième mode de déformation (translation suivant x) ($T=0.79 s$).....	146
Figure VI.6. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.63 s$).....	147
Figure VI.7. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	154
Figure VI.8. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.....	156
Figure VI.9. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y.....	158

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII.1. La zone nodale.....	164
Figure VII.2. Section transversale du voile.....	181
Figure VII.3. S P C.....	183

Figure VII.4. S E C.....	183
Figure VII.5. S E T.....	183
Figure VII.6. Vue en plan des voiles existants.....	184
Figure V.7. Ferrailage de voile VX1-VX5.....	191
Figure V.8. Ferrailage de voile VX2-VX6.....	191
Figure V.9. Ferrailage de voile VX3- VX4.....	191
Figure V.10. Ferrailage de voile VX ASC1- VX ASC2.....	192
Figure V.11. Ferrailage de voile VX ASC3.....	192
Figure V.12. Ferrailage de voile VY1-VY2.....	192
Figure V.13. Ferrailage de voile VY3-VY4- VY5.....	193
Figure V.14. Ferrailage de voile VY6.....	193
Figure V.15. Ferrailage de voile VY ASC1-VY ASC2.....	193

La liste des tableaux

CHAPITRE I: Presentation du projet.

Tableau I.1. La limite d'élasticité de l'acier.....	7
---	---

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE III: Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1. Charges supportées par les poutrelles.....	25
Tableau III.2. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 2).....	25
Tableau III.3. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 3).....	25
Tableau III.4. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 4).....	26
Tableau III.5. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 2).....	26
Tableau III.6. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 3).....	26
Tableau III.7. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 4).....	26
Tableau III.8. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (RDC).....	27
Tableau III.9. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 2).....	28
Tableau III.10. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 3).....	28
Tableau III.11. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 4).....	28
Tableau III.12. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 2).....	28
Tableau III.13. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 3).....	29
Tableau III.14. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 4).....	29
Tableau III.15. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (étage courant).....	29
Tableau III.16. Résultats des sollicitations en appui et en travée a E.L.U (terrasse type 1).....	30
Tableau III.17. Résultats des sollicitations en appui et en travée a E.L.S (terrasse type1).....	30
Tableau III.18. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 2).....	31
Tableau III.19. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 3).....	31
Tableau III.20. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 4).....	31
Tableau III.21. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 1).....	31
Tableau III.22. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 2).....	32
Tableau III.23. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 3).....	32
Tableau III.24. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 4).....	32
Tableau III.25. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (Terrasse).....	34
Tableau.III.26. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).....	36
Tableau III.27. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).....	37
Tableau III.28. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).....	37
Tableau III.29. Vérification à l'ELS.....	39
Tableau III.30. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).....	40
Tableau III.31. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).....	40
Tableau III.32. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).....	41
Tableau III.33. Résultats de calcul du ferrailage (type 1).....	42

Tableau III.34. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).....	42
Tableau III.35. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).....	43
Tableau III.36. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).....	44
Tableau III.37. Vérification à l'ELS.....	45
Tableau III.38. Vérification à l'ELS.....	47
Tableau III.39. Schéma ferrailage des poutrelles.....	48
Tableau III.40. La position des liaisons.....	50
Tableau III.41. Différents types de charges à l'ELU.....	50
Tableau III.42. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	51
Tableau III.43. Différents types de charges à l'ELS.....	51
Tableau III.44. Différents types de charges à l'ELS.....	51
Tableau III.45. Résultats de ferrailage de dalle pleine.....	52
Tableau III.46. Les résultats de vérification à l'E.L.S.....	54
Tableau III.47. Différents types de charges à l'ELU.....	54
Tableau III.48. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	55
Tableau III.49. Différents types de charges à l'ELS.....	55
Tableau III.50. Différents types de charges à l'ELS.....	55
Tableau III.51. Résultats de ferrailage de la dalle pleine.....	56
Tableau III.52. Les résultats de vérification à l'E.L.S.....	58
Tableau III.53. Différents types de charges à l'ELU.....	58
Tableau III.54. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	59
Tableau III.55. Différents types de charges à l'ELS.....	59
Tableau III.56. Différents types de charges à l'ELS.....	59
Tableau III.57. Résultats de ferrailage de dalle pleine.....	60
Tableau.III.58. Les résultats de vérification à l'E.L.S.....	62
Tableau III.59. Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	63
Tableau III.60. Différent coefficients de calcul de ferrailage.....	70
Tableau III.61. Résultats du calcul du ferrailage escalier.....	70
Tableau III.62. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.....	71
Tableau III.63. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.....	72
Tableau III.64. Différent coefficients de calcul de ferrailage.....	76
Tableau III.65. Résultats du calcul du ferrailage escalier.....	76
Tableau III.66. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.....	77
Tableau III.67. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.....	78
Tableau III.68. Différent coefficients de calcul de ferrailage.....	82
Tableau III.69. Résultats du calcul du ferrailage escalier.....	82
Tableau III.70. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.....	83
Tableau III.71. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.....	84
Tableau III.72. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.....	88
Tableau III.73. La position des liaisons et différentes charges.....	91
Tableau III.74. Les résultats des efforts à l'ELU.....	92
Tableau III.75. Les résultats des efforts à l'ELS.....	93
Tableau III.76. Résultats de ferrailage de balcon.....	93
Tableau III.77. Les résultats de vérification à l'ELS.....	95

Tableau III.78. Ferrailage a l'ELS du balcon.....	95
---	----

CHAPITRE IV: Descente de charge et évaluation des charges

Tableau IV.1. Les charges d'exploitations.....	105
Tableau IV.1. Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux).....	106
Tableau IV.3. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).....	106
Tableau IV.4. Charge permanente due au plancher terrasse (dalle pleine).....	107
Tableau IV.5. Charge permanente due au plancher étage courant (dalle pleine).....	107
Tableau IV.6. Charge permanente due aux murs extérieurs.....	108
Tableau IV.7. Charge permanente due aux Murs intérieure.....	108
Tableau IV.8. Charge permanente due au Balcon 2 ^{ème} étage.....	109
Tableau IV.9. Charge permanente due au Palier.....	109
Tableau IV.10. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=29.29^\circ$).....	109
Tableau IV.11. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=31.25^\circ$).....	110
Tableau IV.12. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=29.26^\circ$).....	110
Tableau IV.13. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=28.65^\circ$).....	111
Tableau IV.14. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.....	113
Tableau IV.15. La loi de dégression pour le poteau P ₁	114
Tableau IV.16. Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁	115
Tableau IV.17. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₂	117
Tableau IV.18. La loi de dégression pour le poteau P ₂	118
Tableau IV.19. Evaluation des charges « G » pour le poteau central P ₂	120
Tableau IV.20 Section de poteau P ₂	120
Tableau IV.21. Verification au flambement	121

CHAPITRE V: Etude au vent

Tableau V.1. Définition des catégories de terrain.....	125
Tableau V.2. Valeurs de Cr et Ce et de Q _{dyn} Selon la hauteur Z.....	125
Tableau V.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X).....	127
Tableau V.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales (Y-Y).....	127
Tableau V.5. Coefficients de pression extérieure de la terrasse.....	128
Tableau V.6. Coefficient de pression de vent pour C _{pi} = 0.8 Sens X-X.....	130
Tableau V.7. Coefficient de pression de vent pour C _{pi} =-0.5 Sens X-X.....	131
Tableau V.8. Coefficient de pression de vent pour C _{pi} = 0.8 Sens Y-Y.....	131
Tableau V.9. Coefficient de pression de vent pour C _{pi} =-0.5 Sens Y-Y.....	131
Tableau V.10. Calcul de pression due au vent pour C _{pi} =0.8 Sens X-X.....	132
Tableau V.11. Calcul de pression due au vent pour C _{pi} =-0.5 Sens X-X.....	132
Tableau V.12. Calcul de pression due au vent pour C _{pi} =0.8 Sens Y-Y.....	133
Tableau V.13. Calcul de pression due au vent pour C _{pi} =-0.5 Sens Y-Y.....	133
Tableau V.14. Force résultante suivant sens x-x	135
Tableau V.15. Force résultante suivant sens y-y.....	135

CHAPITRE VI : Etude sismique

Tableau VI.1. Coefficient d'accélération de zone A.....	138
Tableau VI.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.....	139
Tableau VI.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	140
Tableau VI.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.....	140
Tableau VI.5. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.....	145
Tableau VI.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.....	145
Tableau VI.7. Poids total de la structure.....	149
Tableau VI.8. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).	150
Tableau VI.9. Les forces dynamiques à la base dans les deux sens.....	150
Tableau VI.10. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	151
Tableau VI.11. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	152
Tableau VI.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	153
Tableau VI.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X.....	155
Tableau VI.14. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	155
Tableau VI.15. Vérification des déplacements dans le sens X.....	157
Tableau VI.16. Vérification des déplacements dans le sens Y.....	157
Tableau VI.17. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	159
Tableau VI.18. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	160
Tableau VI.19. Vérification de la stabilité au renversement.....	160
Tableau VI.20. Vérification de l'effort réduit.....	161

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VII.1. Les sollicitations dans les poteaux.....	165
Tableau VII.2. Calcul du ferrailage des poteaux.....	165
Tableau VII.3. Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	166
Tableau VII.4. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.....	166
Tableau VII.5. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.....	167
Tableau VII.6. Calcul les armatures transversales des poteaux.....	168
Tableau VII.7. Longueur de recouvrement poteaux.....	168
Tableau VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.....	169
Tableau VII.9. Schéma de ferrailage des poteaux.....	170
Tableau VII.10. Caractéristique mécanique des matériaux.....	171
Tableau VII.11. Moments maximaux poutre longitudinal.....	172
Tableau VII.12. Ferrailage des poutres longitudinal.....	172
Tableau VII.13. : Vérification du ferrailage des poutres longitudinal.....	173
Tableau VII.14. Les résultats de vérification à l'ELS.....	174
Tableau VII.15. Calcul du ferrailage des poutres longitudinal à l'ELS.....	175
Tableau VII.16. Moments maximaux poutre longitudinal.....	175
Tableau VII.17. Ferrailage des poutres Secondaires.....	176
Tableau VII.18. Vérification du ferrailage des poutres Secondaires.....	176
Tableau VII.19. Les résultats de vérification à l'E.L.S.....	178
Tableau VII.20. Schéma de ferrailage des poutres longitudinale et transversale.....	179
Tableau VII.21. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.....	187

Tableau VII.22. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.....	188
Tableau VII.23. Résumé des résultats Vérification de la résistance au cisaillement.....	189
Tableau VII.24. Ferrailage horizontal des Voiles.....	190

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'âge 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

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+9), il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos quatre premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite on nous entamant l'étude au vent dans le 5^{ème} chapitre et l'étude dynamique dans le 6^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel (ETABS V9) , le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 7 et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre 8 .

I.1. Introduction

Ce chapitre, est consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est une structure en RDC+9 .

Cet ouvrage est à usage d'habitation (logements promotionnelles aides). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Ain T'émouchent, qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa) ,qui est une zone à moyenne sismicité.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur du bâtiment : 33.14m.
- Hauteur de RDC : 3.40m.
- Hauteur d'étage courant: 3.06m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.60m.
- Longueur de l'ouvrage : 22.55m.
- Largeur de l'ouvrage : 21.45m.
- Surface totale occuper par l'ouvrage : 346.81 m².

I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

❖ Les planchers :

Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ Les escaliers :

Dans notre bâtiment on à un type d'escalier :

- des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ Les façades et les cloisons :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm, Séparées par une lame d'air de 5cm.

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

❖ L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

❖ Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

❖ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.4. Les règlements et les normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- RPA99 /version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99 (béton armé aux états limites).

I.5. Caractéristiques des matériaux**I.5.1. Introduction:**

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.5.2. Le béton:

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement dosé à **350kg/m³**.

I.5.3. Composants du béton:

❖ ciment:

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

❖ l'eau:

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

❖ Granulats :

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

❖ Sable :

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

❖ Gravier :

Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.4. Caractéristiques mécaniques du béton :

I.5.4.1. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **BAEL**) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.5.4.2. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

I.5.4.3. Modules de déformation longitudinale:

❖ 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 :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec f_{cj} exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

❖ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous 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 :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec f_{cj} exprime en MPa.

I.5.4.4. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

I.5.4.5. Contraintes limites :

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 :

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

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.

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

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

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

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

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

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

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$

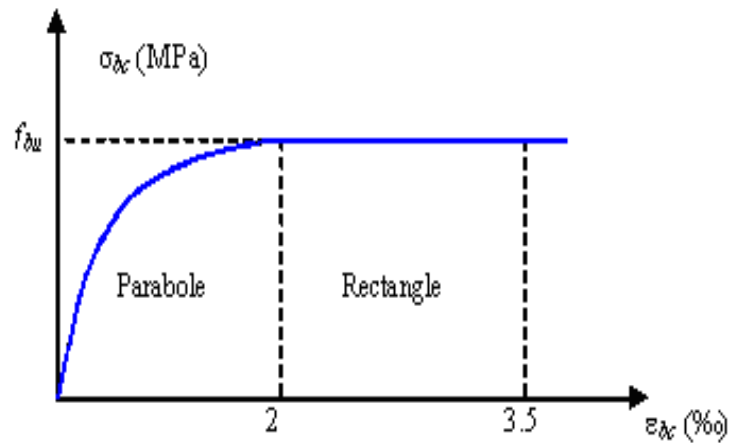


Figure I.1. Diagramme Déformation-Contrainte du béton.

❖ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement donne par :

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

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

❖ Contrainte limite de service :

La contrainte limite de service en compression $\overline{\sigma_{bc}}$

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

I.5.5. l'acier

I.5.5.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

I.5.5.2. 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	FeE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA -Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA -Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

Tableau I.1. La limite d'élasticité de l'acier.

- L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** 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

- treillis soudé TLE500 **$f_e=500$ Mpa**.

❖ **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.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

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

❖ **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 :

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

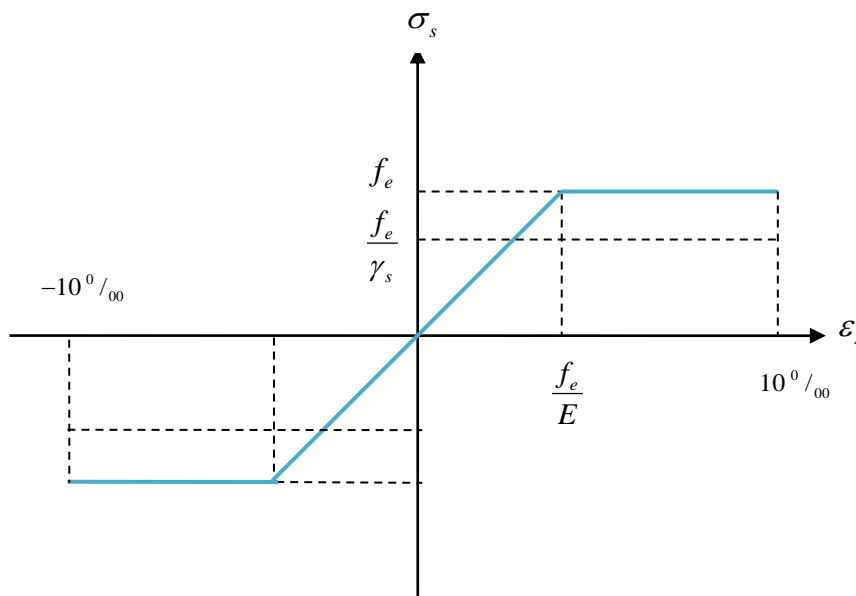


Figure I.2.

Diagramme de déformation – Contrainte de l'acier.

Avec : n Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{Pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$$

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1. 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)

I.6.2. 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 ELU :

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

- À ELS :

$$G + Q$$

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

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 * E \rightarrow$ (Uniquement pour les poteaux.)
- $0,8 * G \pm E$

I.7. Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

Les sections obtenues ne sont pas définitives, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Le pré dimensionnement doit respecter la condition de la flèche.

D'après les règles de **BAEL 91** on a :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.6h$$

Avec :

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

L: est la grande portée de la poutre, mesurée entre axe des appuis.

Sections des poteaux à prendre dans les calculs **(30×40) cm²**.

a) La poutre principale :

On a : $L_{\max} = 5.00 \text{ m}$.

Donc : $\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 50 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale .

❖ Vérification des conditions du RPA :

- $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale (P.P) [longitudinales] est: $(30*45)$ cm².

b) La poutre secondaire :

On a : $L_{\max} = 4.90$ m.

Donc : $\frac{490}{15} \leq h_s \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 49 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA :

- $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1.33 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres secondaires (P.S) [transversale] est: $(30*40)$ cm².

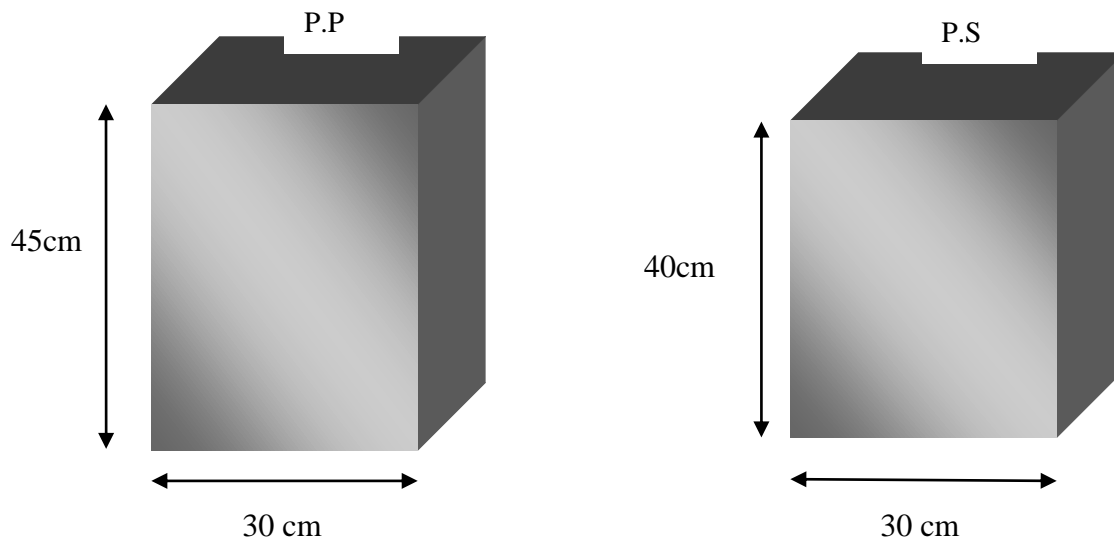


Figure II.1. Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.

II.2.2. Les voiles:

Ce sont des éléments de contreventement verticaux et continus satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Les voiles généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

Elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suite (d'après le RPA99 V 2003 article 7.7.1) :

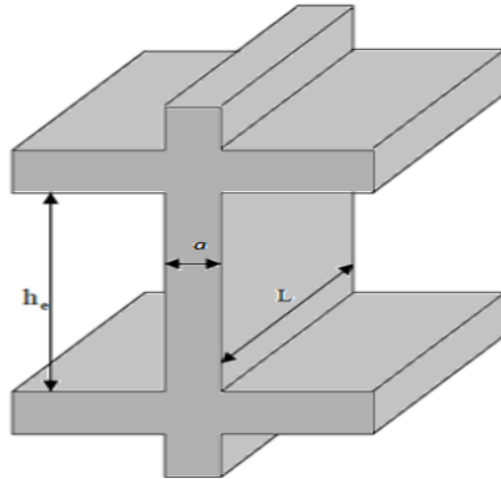


Figure II.2. Coupe verticale d'un voile.

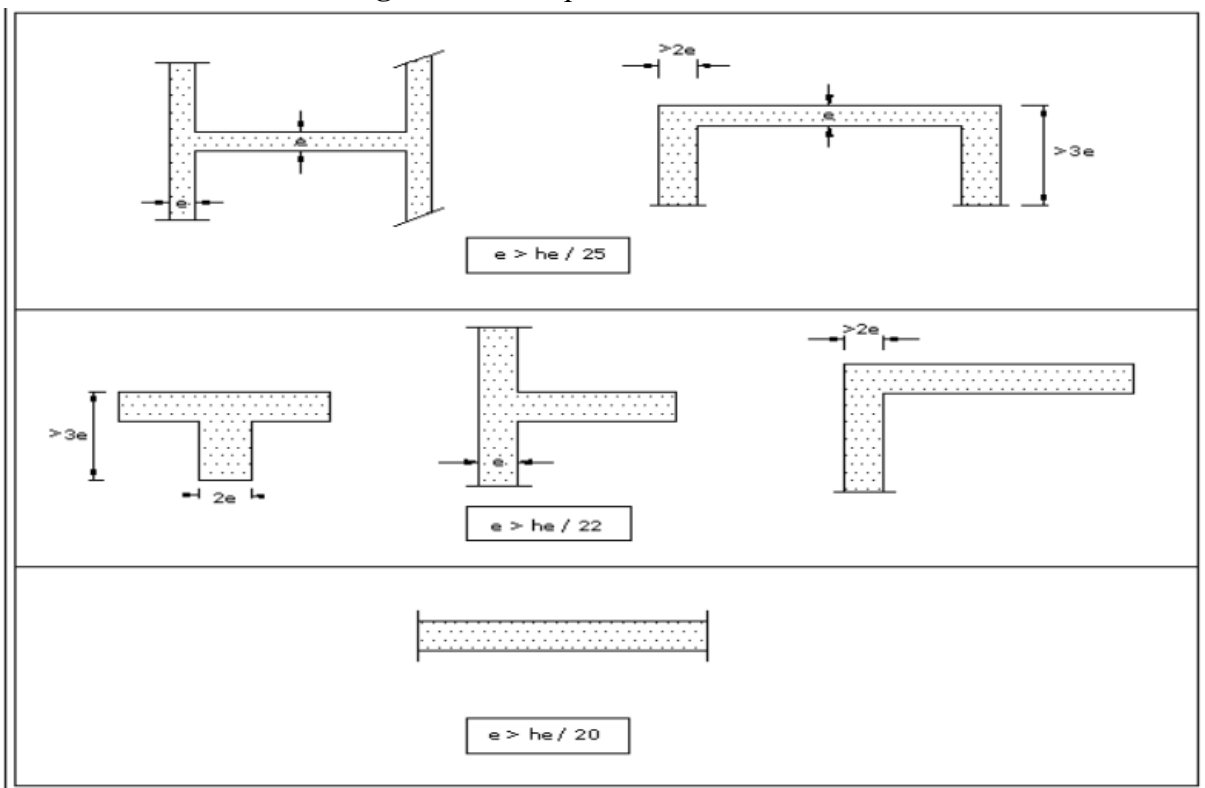


Figure II.3. Coupe horizontale d'un voile.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $a \geq 15 \text{ cm}$ et $L \geq 4 \times a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$ voile simple.
- $a \geq \frac{h_e}{22}$ voile en **L** RPA 99 version 2003(article 7.7.1).
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ voile en **U** .

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

❖ Pour RDC : $h_e = 340 \text{ cm}$.

Donc :

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max \left[\frac{340}{20}, 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max [17 \text{ cm}, 15 \text{ cm}]$.

Soit : $a = 20 \text{ cm}$.

❖ Pour étages courants : $h_e = 306 \text{ cm}$.

Donc :

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max \left[\frac{306}{20}, 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max [15.3 \text{ cm}, 15 \text{ cm}]$.

Soit : $a = 20 \text{ cm}$.

Longueur des voiles $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

II.2.3. Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

❖ D'après RPA99/version 2003 :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

Zone IIa:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, a) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, a) \geq \frac{H_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{array} \right.$$

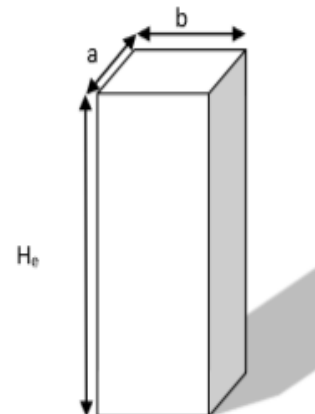


Figure II.4. Dimensionnement d'un poteau.

❖ D'après le BAEL :

L'effort normal ultime N_{ul} agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

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

Avec :

B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a-0.02)(b-0.02)m^2$.

N_{ul} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25MPa$).

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400MPa$).

A_s : section d'armature dans le poteau.

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'élançement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \text{pour } \lambda \leq 50 & \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 & \alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{cases}$$

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

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

$$N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$
- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

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

Vérification de l'élançement:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow I = \frac{ab^3}{12} \rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Pour RDC :

- $\lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 3.40 \times \frac{\sqrt{12}}{0.4} = 20.61$

Donc: $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

Br \geq 0.064N_u

Pour L'étage courant :

- $\lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.4} = 18.55$

Donc: $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = \mathbf{0.708}$

Br \geq 0.064N_u.

III.1. La descente des charges

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur pré dimensionnement.

On aura à considérer

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

III.1.1. Evaluation des charges :

a. Charges variable :

- **Pour les planchers :**

Sont définies selon l'article 7.2.4 du DTR BC-22 intitulés « charges permanentes et charges d'exploitation » dans le tableau suivant :

Nature de local	Charge d'exploitation Q (KN/m ²).
Terrasse inaccessible	1
Etage courant	1.5
Escaliers	2.5
Balcon	3.5

Tableau III.1. Les charges d'exploitations.

b. Charges permanentes :

- **Plancher d'étage courant a corps creux :**

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

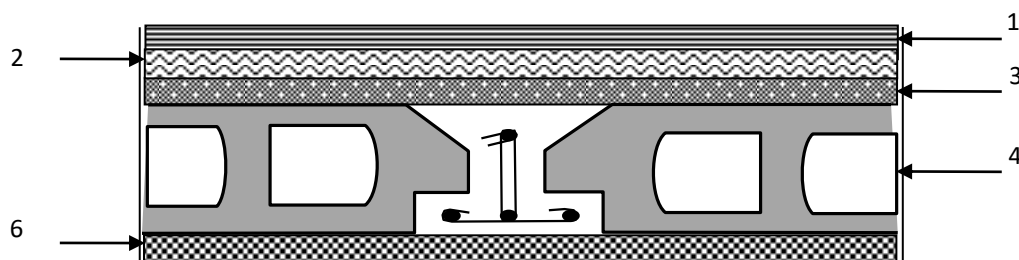


Figure III.1. Coupe planché d'étage courant.

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
6	cloison	/	/	1.00
1	carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de repose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable fin	0.20	18	0.36
4	Plancher a corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		Total (KN/m²)	G	5.20

Tableau III.1. Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux).

- Plancher terrasse a corps creux (inaccessible):

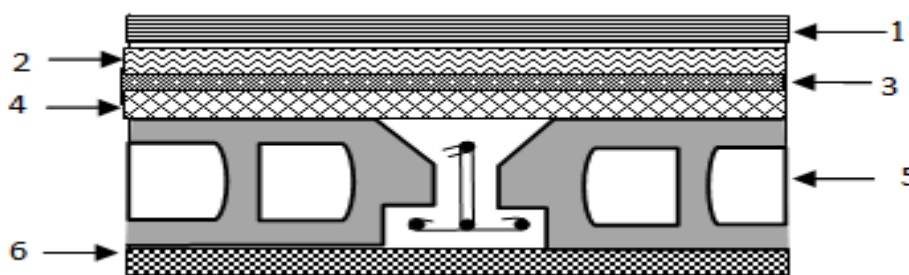


Figure III.2. Coupe plancher de la terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.06	02	0.12
Isolation thermique	0.06	03	0.15
Béton forme de pente	0.08	22	1.76
Dalle à corps creux	0.20	/	2.80
Enduit plâtre	0.20	10	0.20
Totale (KN/m²)		G	5.88

Tableau III.3. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).

- Plancher terrasse en dalle pleine (inaccessible) :

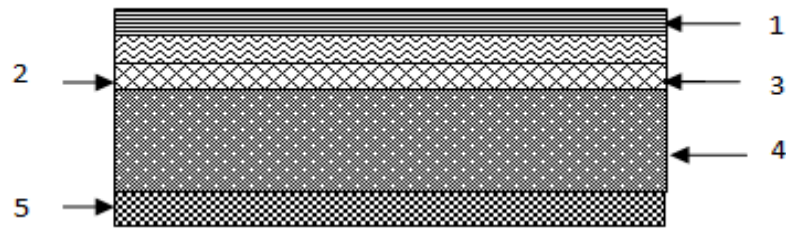


Figure III.3. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4	Isolation thermique	0,06	03	0, 18
5	Plancher a dalle pleine	0,16	25	4
6	Enduit de plâtre	0,02		0,20
Total (KN/m²)				7.11

Tableau III.4. Charge permanente due au plancher terrasse (dalle pleine).

- Plancher étage courant en dalle pleine :

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Cloison	/	/	1
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5	La dalle pleine	0,16	25	4
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)				6,4

Tableau III.5. Charge permanente due au plancher étage courant (dalle pleine).

- Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

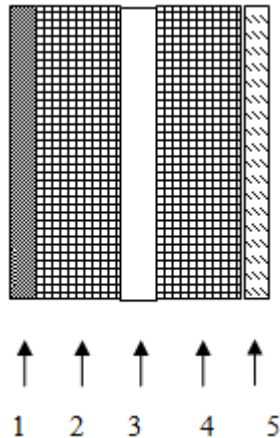


Figure III.4. Murs extérieurs.

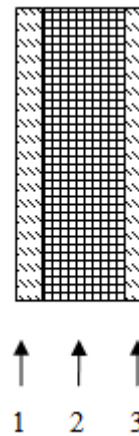


Figure III.5. Murs intérieurs.

1. Mur extérieure : Epaisseur 30 cm

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ³)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creux	0.10	11	1.10
L'âme d'aire	0.05	----	----
Brique creux	0.15	11	1.65
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Totale (KN/m²)		G	3.31

Tableau III.6. Charge permanente due aux murs extérieurs.

2. Mur intérieure : Epaisseur 10 cm

Couche	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ³)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Brique creux	0.10	11	1.1
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale (KN/m²)		G	1.5

Tableau III.7. Charge permanente due aux Murs intérieure.

- Balcon 2^{ème} étage (inaccessible) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouches	/	/	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Dalle pleine	0.16	25	4
Isolation thermique	0.05	03	0.15
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Totale (KN/m ²)		<i>G</i>	7.28

Tableau III.8. Charge permanente due au Balcon 2^{ème} étage.

- Les escaliers :

a. Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.17	25	4.25
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Totale (KN/m ²)		<i>G</i>	5.85

Tableau III.9. Charge permanente due au Palier.

b. La paillasse :

- ✓ RDC :

1. Volée 1 : $\alpha = 29.29^\circ$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de paillasse	$\frac{0.17}{\cos 29.29}$	25	4.87
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Totale (KN/m ²)		<i>G</i>	8.59

Tableau III.10. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=29.29^\circ$).

2. Volée 2 : $\alpha = 31.25^\circ$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de paille	$\frac{0.17}{\cos 31.25}$	25	4.87
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
	Totale (KN/m²)	G	8.59

Tableau III.11. Charge permanente due aux pailles ($\alpha=31.25^\circ$).

✓ Etage courant :

1. Volée 1 : $\alpha = 29.26^\circ$.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de paille	$\frac{0.17}{\cos 29.26}$	25	4.97
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
	Totale (KN/m²)	G	8.69

Tableau III.12. Charge permanente due aux pailles ($\alpha=29.26^\circ$).

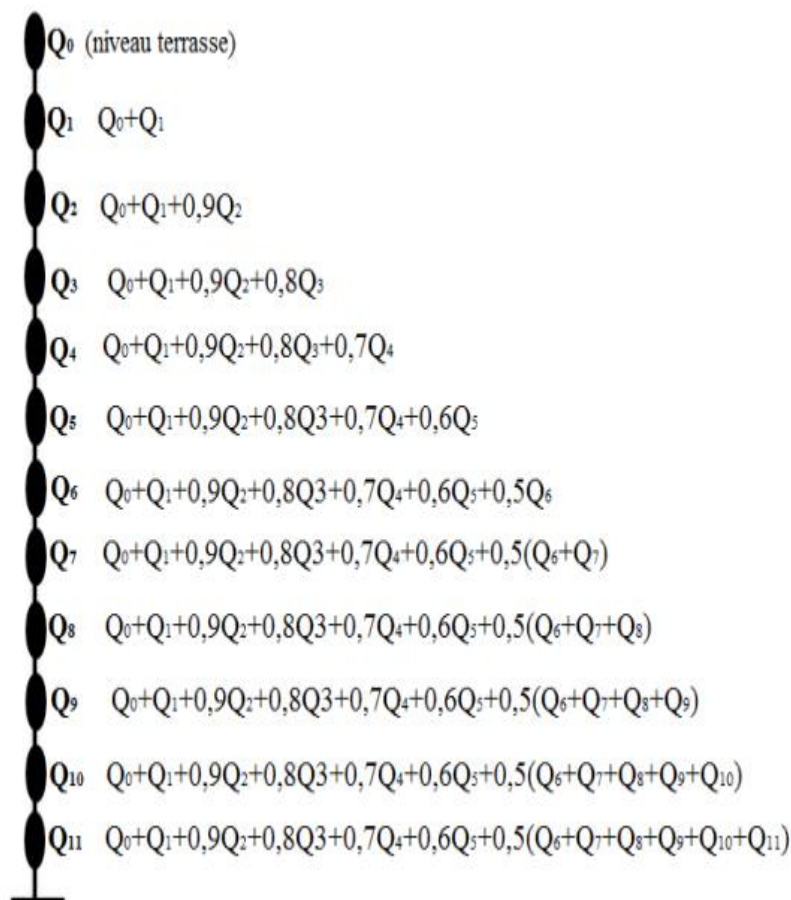
2. Volée 2 : $\alpha = 28.65^\circ$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de paillasse	$\frac{0.17}{\cos 28.65}$	25	4.84
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
	Totale (KN/m²)	G	8.56

Tableau III.13. Charge permanente due aux paillasses ($\alpha=28.65^\circ$).

III.1.2. Loi de dégression des charges :

Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes:



a) Poteau central P1 :

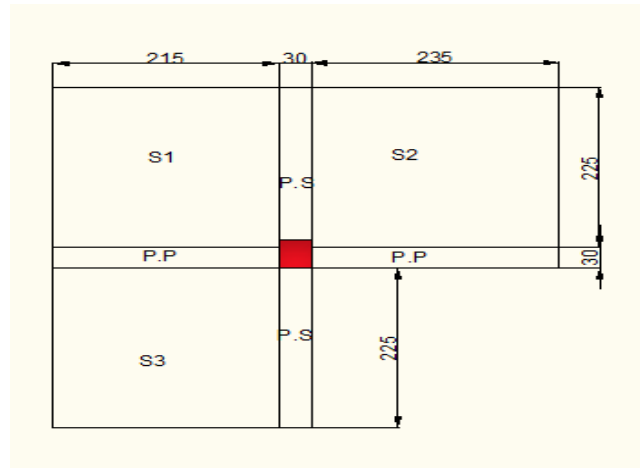


Figure III.6. Surface afférente du poteau P1.

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×40).
- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

➤ Calcul des surfaces afférentes :

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = 2.25 \times 2.15 = 4.84 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.25 \times 2.35 = 5.29 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.25 \times 2.15 = 4.84 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{aff}} = 14.97 \text{ m}^2.$$

• Plancher terrasse inaccessible :

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = \{(2.15 + 0.3) \times (2.25 + 0.3 + 2.25)\} \times \{(2.35 \times (2.25 + 0.3))\} = 17.75 \text{ m}^2.$$

$$S_Q = 17.75 \text{ m}^2.$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_G = (2.25 \times 2.15) + (2.25 \times 2.15) + (2.25 \times 2.35) = 14.97 \text{ m}^2.$$

$$S_G = 14.97 \text{ m}^2.$$

• Plancher de l'étage courant :

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = 17.75 \text{ m}^2.$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_G = 14.97 \text{ m}^2$$

➤ **Les charges permanentes :**

- Pour plancher terrasse inaccessible : $G=5,88\text{KN/m}^2$.

$$P=G \times S = 5.88 \times 14.97 = \mathbf{88.024\text{KN}}$$

- Pour plancher de l'étage courant et RDC : $G=5,20 \text{ KN/m}^2$.

$$P= G \times S = 5.20 \times 14.97 = \mathbf{77.84 \text{ KN}}$$

- Pour les poteaux :

$h=3.06 \text{ m}$: pour étage courant :

$$P (30 \times 40) : P= S \times 25 \times h \Rightarrow \mathbf{P=9.18 \text{ KN}}$$

$h=3.4 \text{ m}$: pour RDC :

$$P (30 \times 40) : P= S \times 25 \times h \Rightarrow \mathbf{P=10.2 \text{ KN}}$$

- Pour les poutres :

Poutres secondaires (PS) : $PS= 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 4.5 = \mathbf{13.5 \text{ KN}}$.

Poutres principales (PP) : $PP=25 \times (0.35 \times 0.45) \times 4.5 = \mathbf{15.19 \text{ KN}}$.

- Mur extérieur :

RDC : $P= 3.31 \times \{(3.4 - 0.4) \times 2.25\} = \mathbf{22.34 \text{ KN}}$.

Etage courant : $P= 3.31 \times \{(3.06 - 0.4) \times 2.25\} = \mathbf{19.84 \text{ KN}}$.

➤ **les charges d'exploitation :**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages :

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	17.75
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8,9 ^{ème} étage	1,5	22.455
RDC	2.5	37.425

Tableau III.14. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ .

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Q_i	Coefficient de Dégression	Q (KN)
Q_0	1	17.75
Q_1	1	40.20
Q_2	0.9	60.41
Q_3	0.8	78.37
Q_4	0.7	94.09
Q_5	0.6	107.56
Q_6	0.5	118.78
Q_7	0.5	130
Q_8	0.5	141.22
Q_9	0.5	152.44
Q_{10}	0.5	171.15

Tableau III.15. La loi de dégression pour le poteau P_1 .

Niveau	Elément	G (KN)
N1	Plancher terrasse	88.024
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N2	Venant de N1	145.70
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N3	Venant N2	281.22
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N4	Venant N3	416.74
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18

	Cloison	19.81
N5	Venant N4	552.26
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N6	Venant de N5	687.78
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N7	Venant de N6	823.3
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N8	Venant de N7	958.82
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N9	Venant de N8	1094.34
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	19.81
N10	Venant de N9	1229.86
	Plancher étage	77.84
	PP (30x45)	15.18
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	10.20
	Cloison	22.34
	TOTAL	1368.92

Tableau III.16. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1368.92 + 1.5 \times 171.15 = \mathbf{2104.68 \text{ KN.}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \mathbf{1540.07 \text{ KN.}}$$

b) Poteau central avec la cage d'escalier P2 : (30 x 40)

➤ **Calcul des surfaces afférentes :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.35 \times 2.15 = 5.05 \text{ m}^2 .$$

$$S_2 = 2.35 \times 2.35 = 5.52 \text{ m}^2 .$$

$$S_3 = 1.55 \times 2.15 = 3.33 \text{ m}^2 .$$

$$S_4 = 1.55 \times 2.35 = 3.64 \text{ m}^2 .$$

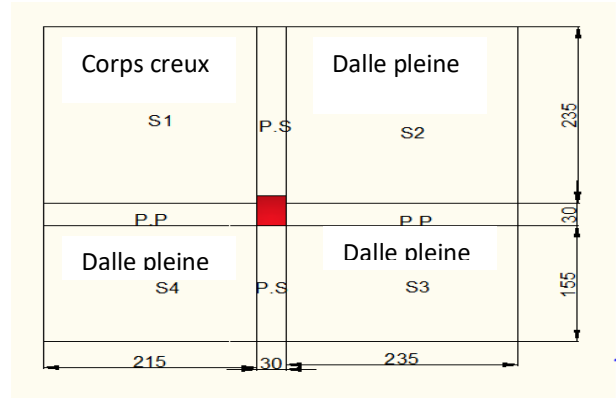


Figure III.7. Surface afférente du poteau P2

(Terrasse et RDC).

• **Plancher terrasse inaccessible et RDC :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = \{(2.35 + 0.3 + 1.55) \times (2.35 + 0.3 + 2.15)\} = 20.16 \text{ m}^2 .$$

$$S_Q = 20.16 \text{ m}^2 .$$

• **Plancher de l'étage courant :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = \{((2.15 + 0.3 + 2.35) \times (2.35)) + ((0.3 + 1.55) \times (2.35 + 0.3))\} = 16.18 \text{ m}^2 .$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{paillasse}} = (1.55 - 0.25) \times 2.15 = 2.79 \text{ m}^2 .$$

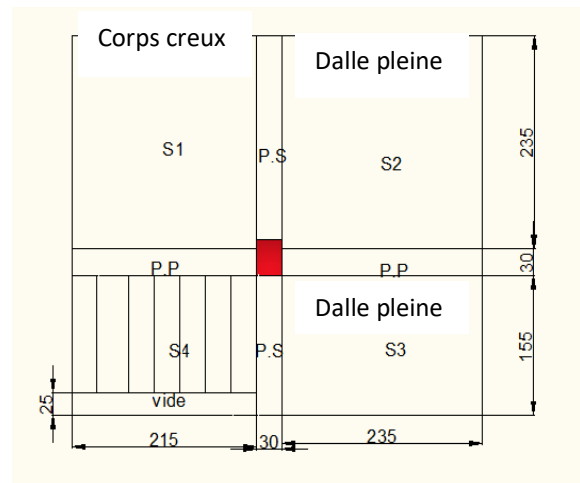


Figure III.8. Surface afférente du poteau P2 E.C).

➤ **Les charges permanentes :**

- Pour plancher terrasse inaccessible :

Corps creux (G=5.88KN/m²) : P = G × S₁ = 5.88 × 5.05 = 29.69 KN .

Dalle pleine (G=7.11 KN/m²) : P = G × (S₂ + S₃ + S₄) = 7.11 × 12.49 = 88.80 KN.

P_{total} = 29.69 + 88.80 = 118.49 KN .

- Pour plancher de l'étage courant :

Corps creux (G=5.20 KN/m²) : P = 5.2 × 5.05 = 26.26 KN .

Dalle pleine (G = 6.4KN/m²) : P = 6.4 × (5.52 + 3.33) = 56.64 KN .

P_{total} = 26.26 + 56.64 = 82.9 KN.

- Pour les poteaux :

h=3.06 m : pour étage courant :

$$P = S \times 25 \times h = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{9.18 \text{ KN}}$$

h=3.4 m : pour RDC :

$$P = S \times 25 \times h = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.4 = \mathbf{10.2 \text{ KN}}$$

- Pour les poutres :

Poutres secondaires (PS) : $PS = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 4.5 = \mathbf{13.5 \text{ KN}}$.

Poutres principales (PP) : $PP = 25 \times (0.35 \times 0.45) \times 4.5 = \mathbf{15.19 \text{ KN}}$.

- Mur extérieur :

RDC : $P = 3.31 \times \{((3.4 - 0.4) \times 2.35) + ((3.4 - 0.45) \times 2.15)\} = \mathbf{44.33 \text{ KN}}$.

Etage courant : $P = 3.31 \times \{((3.06 - 0.4) \times 2.35) + ((3.06 - 0.45) \times 2.15)\} = \mathbf{39.26 \text{ KN}}$.

- Escalier :

$$P = 2.79 \times 8.69 = \mathbf{24.24 \text{ KN}}$$
 .

➤ **les charges d'exploitation :**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	20.16
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 ^{ème} étage	1.5	24.27
RDC	2.5	50.40
Escalier	2.5	6.97

Tableau III.17. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂.

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Q_i	Coefficient de Dégression	Q (KN)
Q_0	1	20.16
Q_1	1	51.4
Q_2	0.9	79.51
Q_3	0.8	104.50
Q_4	0.7	126.37
Q_5	0.6	145.11
Q_6	0.5	160.73
Q_7	0.5	176.35
Q_8	0.5	191.97
Q_9	0.5	217.17

Tableau III.18. La loi de dégression pour le poteau P₂.

Niveau	Elément	G (KN)
N1	Plancher terrasse	118.49
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Cloison	39.26
N2	Venant de N1	195.62
	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
N3	Venant N2	379.89
	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
N4	Venant N3	564.16
	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18

	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
N5	Venant N4	748.43
	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
	Venant de N5	932.7
N6	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
	Venant de N6	1116.97
N7	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
	Venant de N7	1301.24
N8	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
	Venant de N8	1485.51
N9	Plancher étage	82.9
	PP (30x45)	15.19
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	9.18
	Escalier	24.24
	Cloison	39.26
	Venant de N9	1669.78
N10	Plancher RDC	118.49
	PP (30x45)	15.18
	PS (30x40)	13.50
	Poteaux (30x40)	10.20

	Cloison	44.33
	TOTAL	1871.48

Tableau III.19. Evaluation des charges « G » pour le poteau central P₂.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1871.48 + 1.5 \times 217.17 = \mathbf{2852.25 \text{ KN.}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \mathbf{2088.65 \text{ KN.}}$$

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91** :

$$N_u = 1.1 \times 2852.25 = \mathbf{3137.47 \text{ KN.}}$$

$$N_s = 1.1 \times 2088.65 = \mathbf{2297.51 \text{ KN.}}$$

III.1.3. Calcul des sections des poteaux :

Après la descente des charges on trouve que le poteau le plus sollicité est le poteau central P₂.
Pour une section carrée $B_r = (a - 0.02)^2$, alors ; $a = \sqrt{B_r} + 0.02$

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \lambda \leq 50 .$$

$$\beta = 0.85 \times \left(\frac{\lambda^2}{35}\right) \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70 .$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$; $B_r = \mathbf{0.064N}$.

- **Poteau P₂ :**

Etage	Nu (KN)	Br	a (m)	B(cm ²)
9	323.75	0.020	0.161	(35x35)
8	648.94	0.041	0.222	(35x35)
7	968.96	0.062	0.268	(35x35)
6	1283.84	0.082	0.306	(40x40)
5	1593.57	0.101	0.337	(40x40)
4	1898.13	0.121	0.367	(40x40)
3	2197.54	0.140	0.374	(45x45)
2	2496.95	0.159	0.418	(45x45)
1	2796.37	0.178	0.441	(50x50)
RDC	3137.47	0.200	0.467	(50x50)

Tableau III.20 Section de poteau P₂ .

❖ Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donné par la relation suivante : $\lambda =$

$$\frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$: poteau encastré à une extrémité et appuyée à l'autre) .

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec : } I : \text{ moment d'inertie.}$$

B : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ d'où } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b}$$

(a×b)	l ₀	λ	λ < 50
(35×35)	3.06	21.20	CV
(40×40)	3.06	18.55	CV
(45×45)	3.06	16.4	CV
(50×50)	4.30	16.48	CV

Tableau III.21. Verification au flambement .

❖ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Pour RDC et 1^{er} étage :

- a > 25 cm → a = 50 cm > 25 cm**CV.**
- a > $\frac{h_{rdc}}{20}$ → a = 50cm > $\frac{h_{rdc}}{20} = 17$ cm**CV.**
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ → $\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$ **CV.**

Pour 2^{ème} et 3^{ème} étage :

- a > 25 cm → a = 45 cm > 25 cm**CV.**
- a > $\frac{h_{rdc}}{20}$ → a = 45 cm > $\frac{h_e}{20} = 15.3$ cm**CV.**
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ → $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ **CV.**

Pour 4^{ème} à 6^{ème} étage :

- a > 25 cm → a = 40 cm > 25 cm**CV.**
- a > $\frac{h_{rdc}}{20}$ → a = 40 cm > $\frac{h_e}{20} = 15.3$ cm**CV.**
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ → $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ **CV.**

Pour 7^{ème} à 9^{ème} étage :

- a > 25 cm → a = 35 cm > 25 cm**CV.**
- a > $\frac{h_{rdc}}{20}$ → a = 35 cm > $\frac{h_e}{20} = 15.3$ cm**CV.**
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ → $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ **CV.**

Donc : on adopte les sections des poteaux précédentes .

III.2. Conclusion

Après un calcul de la descente des charges du poteau le plus sollicité et effectué toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 4^{ème} à 6^{ème} : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poteaux de 7^{ème} et 9^{ème} étages : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.

IV.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont :

- les planchers.
- les escaliers.
- le balcon.
- l'acrotère.

IV.2. Plancher

Le plancher est un élément horizontal, qui sert à séparer entre deux niveaux et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

IV.2.1. Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression. La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de la flèche dicté par le **CBA93**.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{CBA93 (art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4.9 - 0.4 = 4.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{450}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 20\text{cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm.} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm.} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$

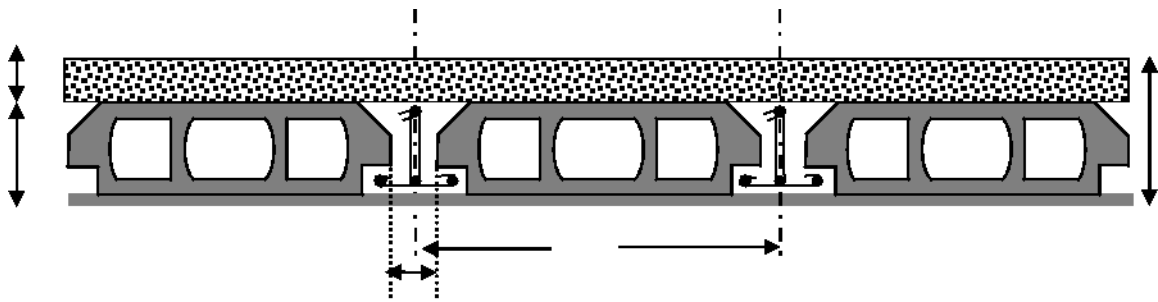


Figure IV.1. Coupe transversal de plancher à corps creux.

IV.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93(art A .4.1.3)} .$$

Avec: **b₀=10cm.**

L_x: distance entre nus des poutrelles .

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

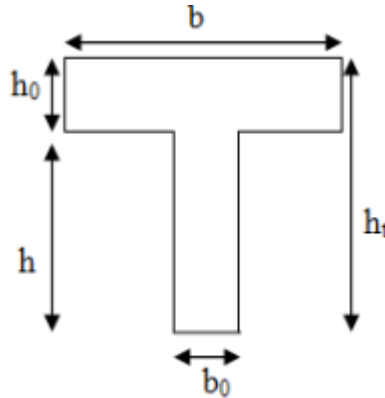


Figure IV.2. Coupe transversale d'une poutrelle.

Dans notre cas , on a ce qui suit :

h_t = 20cm ; h₀ = 4 cm ; b₀ = 10 cm .

L_x = 65-10 =55 cm ; L_y= 490 cm .

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min (27.5 \text{ cm} ; 49) .$$

Ce qui donnée : **b = 65 cm .**

IV.2.1.2. Etude des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (16+4) qui repose sur des poutrelles. Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

IV.2.1.2.1. Méthodes de calcul :

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.

a) Méthode Forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w, M_e) et des moments en travée (M_t).

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant **BAEL91** :

- **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 suivant :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

- **Condition 4**: Fissuration non préjudiciable.

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

➤ Application de la méthode :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation on valeurs non pondérée.

Avec : Q : charge d'exploitation
 G : charge permanente

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec : M_0 : moment max en travée.

➤ Calcul des moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0\}$$

- Cas de travée de rive :

$$M_t \geq \left[\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0$$

- Cas de travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left[\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0$$

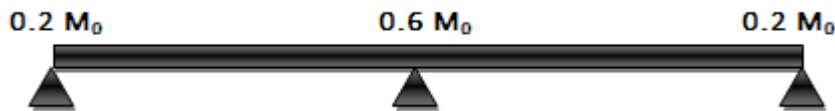
M_t : le moment en travée de la travée considérée.

$M_w M_e$: le moment a gauche et a droit de la travée considérée.

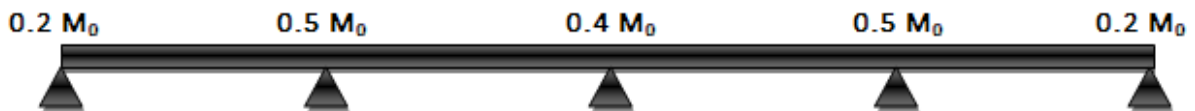
La valeurs absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être égale à :

- 0.6 M_0 pour dalle à deux travées.
- 0.5 M_0 pour les appuis de rive à plus de travées.
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires à plus de 3 travées.

- ✓ Cas d'une poutre à deux travées :



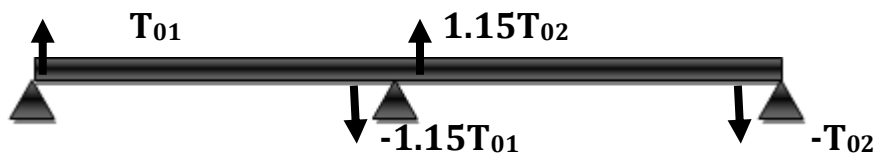
- ✓ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



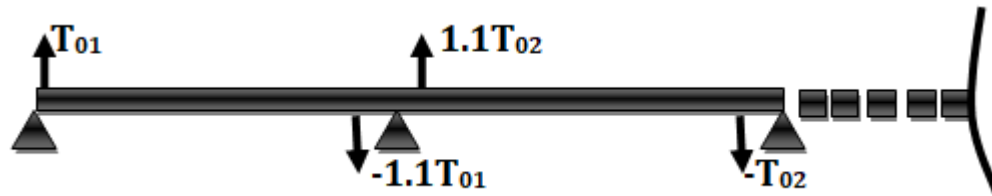
➤ Les efforts tranchants :

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

- ✓ Cas d'une poutre à deux travées :



- ✓ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : si une des 4 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suit :

b) Méthode Caquot :

Si l'une de ces conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, la méthode de **CAQUOT** sera utilisée. La fissuration du bâtiment, faisant l'objet de notre étude, étant jugée non préjudiciable, la Méthode de CAQUOT sera donc appliquée.

➤ Principe de la Méthode de CAQUOT :

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

➤ Moment sur appui :

- Cas de charge répartie :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

- Cas de charge concentrée :

$$M_i = \frac{k_w p_w l'_w{}^2}{(l'_w + l'_e)} \text{ et } M_i = \frac{k_e p_e l'_e{}^2}{(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

M_i : Moment sur appui.

p_e Et p_w : Charges uniformes sur les travées de gauche et de droite.

l'_w et l'_e = portées fictives des travées de gauche et de droite.

La méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives :

- $l' = 1$: pour les travées de rive.
- $l' = 0,81$: pour les travées intermédiaires.

➤ Calcul des moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_0$$

Avec :

M_i : Moment sur travée

M_e ; M_w : moment sur appui a gauche et a droite.

M_0 : la valeur max du moment de référence.

➤ Effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ Avec } T_0 = \frac{q \times l}{2}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

T_w et T_e : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée.

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

- $h = 20 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$

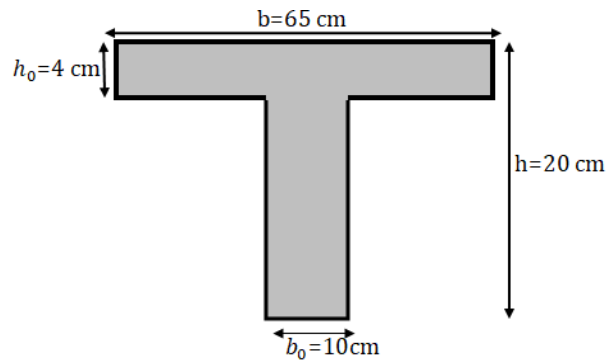
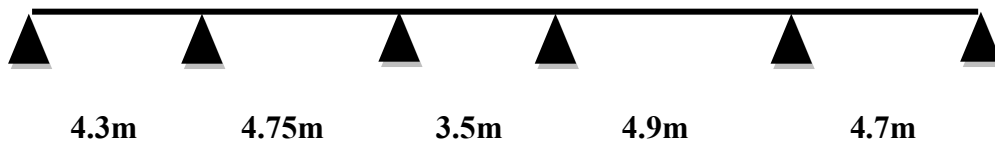


Figure IV.3. La Section de la poutrelle.

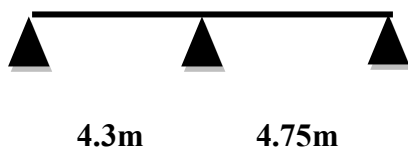
➤ Les types des poutrelles à calculer :

Dans notre projet, nous avons quatre (4) types des poutrelles :

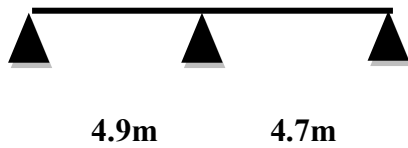
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



➤ **Choix de la méthode**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

• **Type 1 :**

- 1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{11.76 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

2/ les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »..... **CV.**

3/ $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} = (0,90 ; 1,35 ; 0,71 ; 1.04) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CNV.}$

4/ La fissuration est considères comme non préjudiciable**CV.**

Alors la méthode n’est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser **la méthode de Caquot .**

• **Type 2 :**

- 1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{11.76 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

2/ les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »..... **CV.**

3/ $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} = (0.9) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

4/ La fissuration est considères comme non préjudiciable**CV.**

On a appliquant **la méthode forfaitaire** .

- **Type 3 :**

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{11.76 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$Q_{\text{RDC}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »..... **CV.**

3/ $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} = (1.04) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

4/ La fissuration est considères comme non préjudiciable**CV.**

On a appliquant **la méthode forfaitaire.**

- **Type 4 :**

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{11.76 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$Q_{\text{RDC}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.20 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \mathbf{10.40 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »..... **CV.**

3/ $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} = (1) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

4/ La fissuration est considères comme non préjudiciable**CV.**

On a appliquant **la méthode forfaitaire.**

IV.2.1.2.2. Détermination des charge agissant sur les poutrelles des planchers :

- **Plancher RDC :**

Charge permanente : **G= 5.20KN/m².**

Pour une bonde de 0.65 m : **G= 3.38KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q= 2.5 KN/m².**

Pour une bonde de 0.65 m : **Q= 1.625KN/ml.**

- **Plancher étage courante :**

Charge permanente : **G= 5.20KN/m².**

Pour une bonde de 0.65 m : **G= 3.38KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q= 1.5 KN/m².**

Pour une bonde de 0.65 m : **Q= 0.975KN/ml.**

- **Plancher terrasse :**

Charge permanente : $G= 5.88\text{KN/m}^2$.

Pour une bande de 0.65 m : $G= 3.82\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q= 1 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 0.65 m : $Q= 0.65\text{KN/ml}$.

IV.2.1.2.3. Calcul des sollicitations :

E.L.U : $1.35G+1.5Q$

E.L.S : $G+Q$

	G	Q	Pu	Pser
Plancher RDC	3.38	1.625	7.00	5.00
Plancher étage	3.38	0.975	6.03	4.36
Plancher terrasse	3.82	0.65	6.13	4.47

Tableau IV.1. Charges supportées par les poutrelles.

1. Plancher RDC :

✓ Calcul des moments :

Type 2 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments(KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments(KN.m)	
1	3.23	2.31		M_0	M_t	M_0	M_t
2	11.84	8.46	1	16.17	10.48	11.55	7.48
3	3.94	2.82	2	19.14	13.74	14.10	9.81

Tableau IV.2. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 2).

Type 3 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	4.20	3.00		M_0	M_t	M_0	M_t
2	12.60	9.00	1	21	14.62	15.00	10.44
3	3.86	2.76	2	19.32	12.94	13.80	9.24

Tableau IV.3. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 3).

Type 4 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments(KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments(KN.m)	
1	3.87	2.76	1	M ₀	M _t	M ₀	M _t
2	3.87	2.76		19.33	17.32	13.81	12.38

Tableau IV.4. Résultats des sollicitations en appui et en travée (RDC type 4).

✓ Calcul les efforts tranchant :

Type 2 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	RDC
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	15.05
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	17.31
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	19.12
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	16.63

Tableau IV.5. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 2).

Type 3 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	RDC
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	17.15
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	19.72
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	18.92
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	16.45

Tableau IV.6. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 3).

Type 4 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	RDC
1	$T_{e1} = q_u L/2$	16.45
2	$T_{w2} = q_u L/2$	-16.45

Tableau IV.7. Résultats de calcul des efforts tranchants (RDC type 4).

✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

Les types	Diagramme des moments		Diagramme de l'effort tranchant	
	ELU	ELS	ELU	
RDC	2			
	3			
	4			

Tableau IV.8. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (RDC).

2. Plancher étage courant :

✓ Calcul des moments :

Type 2 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	2.79	2.02		M_0	M_t	M_0	M_t
2	10.21	7.38	1	13.94	8.82	10.08	6.38
3	3.40	2.46	2	17.01	11.83	12.30	8.19

Tableau IV.9. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 2).

Type 3 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	3.62	2.62		M_0	M_t	M_0	M_t
2	10.86	7.85	1	18.10	12.05	13.09	8.72
3	3.33	2.41	2	16.65	10.65	12.04	7.70

Tableau IV.10. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 3).

Type 4 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	3.33	2.41		M_0	M_t	M_0	M_t
2	3.33	2.41	1	16.65	14.42	12.04	10.42

Tableau IV.11. Résultats des sollicitations en appui et en travée (étage courant type 4).

✓ Calcul les efforts tranchant :

Type 2 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	étage courant
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	12.96
2	$T_{w(1-2)} = 1.15 q_u L/2$	14.91
	$T_{e(2-3)} = 1.15 q_u L/2$	16.47
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	14.32

Tableau IV.12. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 2).

Type 3 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	étage courant
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	14.77
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$ $T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	16.99 16.30
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	14.17

Tableau IV.13. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 3).

Type 4 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	étage courant
1	$T_{e1} = q_u L/2$	16.17
2	$T_{w2} = q_u L/2$	-16.17

Tableau IV.14. Résultats de calcul des efforts tranchants (étage courant type 4).

- Diagramme des moments et des efforts tranchants :

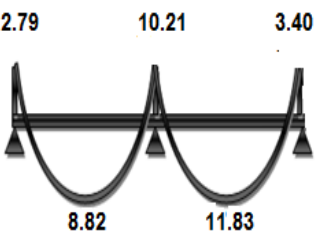
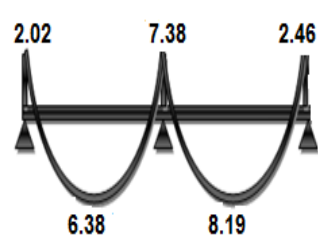
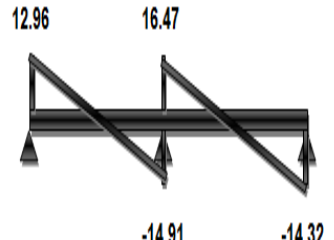
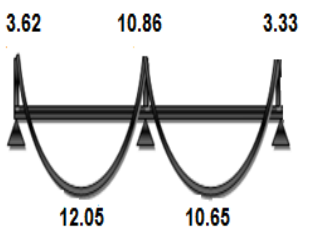
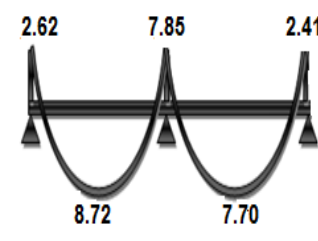
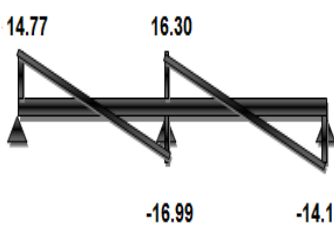
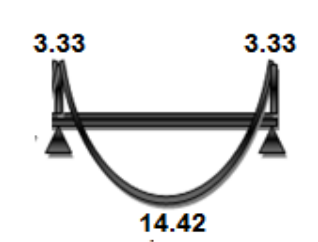

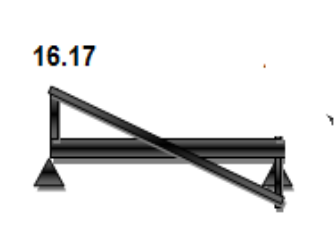
Les types	Diagramme des moments		Diagramme de l'effort tranchant	
	ELU	ELS	ELU	
Etage courant	2			
	3			
	4			

Tableau IV.15. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (étage courant).

3. Plancher terrasse:

✓ Calcul des moments :

Type 1 :

- E.L.U

Appuis	l'_w (m)	l'_e (m)	q_w (KN/ml)	q_e (KN/ml)	M_i (KN.m)
1	0	4.3	0	6.13	13.33
2	4.3	3.8	6.13	6.13	11.96
3	3.8	2.8	6.13	6.13	8.39
4	2.8	3.92	6.13	6.13	8.82
5	3.92	4.7	6.13	6.13	13.73
6	4.7	0	6.13	0	15.93
Travée	l (m)	q (KN/ml)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_i (KN.m)
1	4.3	6.13	13.33	11.96	5.06
2	4.75	6.13	11.96	8.39	11.43
3	3.5	6.13	8.39	8.82	3.13
4	4.9	6.13	8.82	13.73	11.72
5	4.7	6.13	13.73	15.93	6.33

Tableau IV.16. Résultats des sollicitations en appui et en travée a E.L.U(terrasse type 1).

- E.L.S

Appuis	l'_w (m)	l'_e (m)	q_w (KN/ml)	q_e (KN/ml)	M_i (KN.m)
1	0	4.3	0	4.47	9,72
2	4.3	3.8	4.47	4.47	8,72
3	3.8	2.8	4.47	4.47	6,12
4	2.8	3.92	4.47	4.47	6,43
5	3.92	4.7	4.47	4.47	10,01
6	4.7	0	4.47	0	11,62
Travée	l (m)	q (KN/ml)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_i (KN.m)
1	4.3	4.47	13.33	11.96	3.69
2	4.75	4.47	8.72	6.12	8.34
3	3.5	4.47	6.12	6.43	2.28
4	4.9	4.47	6.43	10.01	8.55
5	4.7	4.47	10.01	11.62	4.62

Tableau IV.17. Résultats des sollicitations en appui et en travée a E.L.S (terrasse type1).

Type 2 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	2.83	2.07		M_0	M_t	M_0	M_t
2	10.37	7.57	1	14.17	8.82	10.33	6.43
3	3.46	2.52	2	17.29	11.24	12.61	8.20

Tableau IV.18. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 2).

Type 3 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments (KN.m)	
1	3.68	2.68		M_0	M_t	M_0	M_t
2	11.04	8.05	1	18.40	11.96	13.42	8.72
3	3.39	2.47	2	16.93	10.56	12.34	7.70

Tableau IV.19. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 3).

Type 4 :

Appui	E.L.U	E.L.S	Travée	E.L.U		E.L.S	
	Les moments (KN.m)	Les moments(KN.m)		Les moments (KN.m)		Les moments(KN.m)	
1	3.39	2.47		M_0	M_t	M_0	M_t
2	3.39	2.47	1	16.93	14.39	12.34	10.49

Tableau IV.20. Résultats des sollicitations en appui et en travée (terrasse type 4).

- Calcul les efforts tranchant :

Type 1 :

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
1	15.05	20.93	-9.17
2	14.56	18.84	-10.27
3	10.73	15.65	-5.81
4	15.02	19.62	-10.42
5	14.41	20.72	-8.10

Tableau IV.21. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 1).

Type 2 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	13.18
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	15.16
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	16.74
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	14.56

Tableau IV.22. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 2).

Type 3 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	15.02
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	17.27
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	16.57
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	14.41

Tableau IV.23. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 3).

Type 4 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e1} = q_u L/2$	14.41
2	$T_{w2} = q_u L/2$	14.41

Tableau IV.24. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse type 4).

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

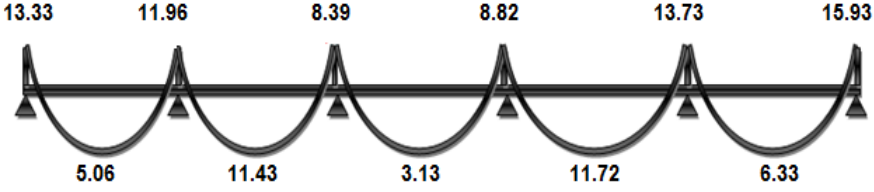
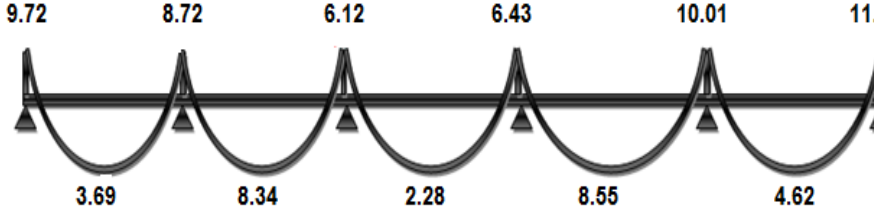
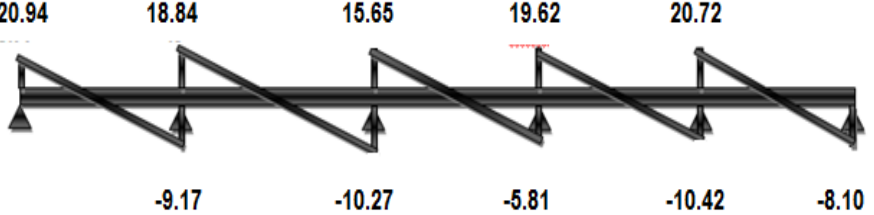

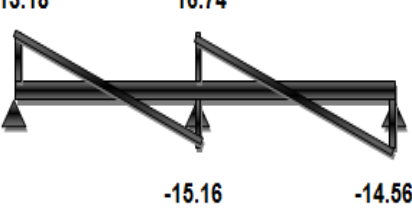
Les types		Plancher terrasse	
Diagramme des moments	1	ELU	
		ELS	
Diagramme de l'effort Tranchant	1	ELU	
Diagramme des moments		2	ELU
Diagramme des moments	ELS		
Diagramme de l'effort Tranchant	2	ELU	

Diagramme des moments	3	ELU	
		ELS	
Diagramme de l'effort Tranchant		ELU	
Diagramme des moments	4	ELU	
		ELS	
Diagramme de l'effort Tranchant		ELU	

Tableau IV.25. Le diagramme des moments et des efforts tranchants (Terrasse).

IV.2.1.2.4. Calcul des armatures à l'ELU :

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

- M_{\max} (travée) .
- M_{\max} (appui de rive) .
- M_{\max} (appui intermédiaire) .

Et d'après l'organigramme de calcul 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.

M_u : Le moment fléchissant soit sur appuis ou en travées.

M_t : Le moment d'équilibre par la table seule.

Le moment d'équilibre par la table est :

$$M_{tu} = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

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

$$h_0 = 4\text{cm} \quad ; \quad h = 20\text{cm} \quad ; \quad b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm} \quad ; \quad d = 0.9 h = 18\text{cm} .$$

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer ces paramètres :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad {}^2A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

1. Plancher RDC :

Type 2 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
3.94 KN.m	11.84KN.m	13.74KN.m

- **En travée :** $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 13.74 \text{ KN.m.}$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

- **Sur appui de rive :**

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.94 \text{ KN.m.}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.84 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)=(10×20)cm².

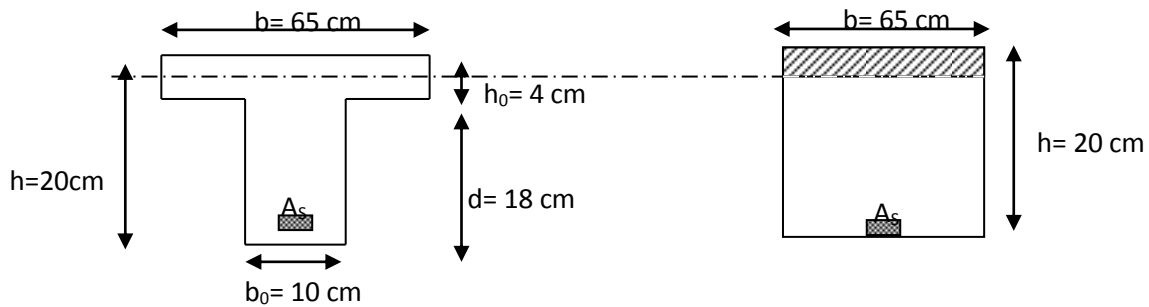


Figure IV.4. Coupe de section rectangulaire et section en T.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	13.74	0,65	0,18	0,046	0,059	18.42	2.14	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.94	0,10	0,18	0,086	0,113	18.81	0.60	0.22	1HA10 = 0,79
Appui intermédiaire	11.84	0,10	0,18	0,250	0,366	20.64	1.65	0.22	1HA12+1HA10 = 1.92

Tableau. IV.26. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).

Type 3 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
4.20 KN.m	12.60KN.m	14.32KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 14.32 \text{ KN.m.}$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b = 0,65m et h = 0,20m.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 4.20 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)=(10×20)cm².

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 12.60 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)=(10×20)cm².

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	14.32	0.65	0.18	0.048	0.062	18.45	2.23	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	4.20	0.10	0.18	0.092	0.121	18.87	0.64	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	12.60	0.10	0.18	0.275	0.411	20.96	1.73	0.22	1HA12+1HA10 = 1.92

Tableau IV.27. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).

Type 4 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (en travée)
3.87 KN.m	17.32KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 17.32 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b = 0,65m et h = 0,20m.

- Sur appui de rive :

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.87 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire (b×h)=(10×20)cm².

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	17.32	0.65	0.18	0.058	0.075	18.53	2.68	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.87	0.10	0.18	0.084	0.110	18.79	0.59	0.22	1HA10 = 0.79

Tableau IV.28. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).

✓ La vérification :

Type (2-3-4) :

❖ Vérification a l'ELU :

○ Vérification de la Condition de non fragilité :

- En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,36 > A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{CV.}$

- Sur appui :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

Appui intermédiaire : $A_s = 1,92 > A_{s \min}$ CV.

Appui de rive : $A_s = 0,79 > A_{s \min}$ CV.

o Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \max} = -19,72 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration non préjudiciable) .

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{19,72 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,09 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ CV.

o Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_t\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = \min(5,71; 10; 10) = 5,14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\emptyset_6 \Rightarrow$ 1 cadre T6

$$A_t = 2T6 = 1,01 \text{ cm}^2$$

o Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} .$$

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

✓ Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 19,72 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \times 0,9d} = 2 \times \frac{19,72 \times 1000}{100 \times 0,9 \times 180} = 2,43 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{bc} = 2,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa}$ CV.

✓ Condition de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{490} = 0,04 \geq 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15, M_0} \Rightarrow 0,04 \geq \frac{14,32}{15 \times 21} = 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} = 0,0013 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ **Vérification à l'ELS :**

○ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

		α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Plancher RDC	En travée	0,062	1,40	0,45	CV
	Appui de rive	0,121	1,40	0,45	CV
	Appui intermédiaire	0,411	1,40	0,45	CV

Tableau IV.29. Vérification à l'ELS.

2. Plancher étage courant :

Type 2 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
3.40 KN.m	10.21KN.m	11.83KN.m

- **En travée :** $M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.83 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

- **Sur appui de rive :**

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.40 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- **Sur appui intermédiaire :**

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.21 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	11.83	0.65	0.18	0.040	0.051	18.37	1.90	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.40	0.10	0.18	0.074	0.096	18.69	0.52	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	10.21	0.10	0.18	0.223	0.320	20.30	1.45	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau IV.30. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).

Type 3 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
3.62 KN.m	10.86KN.m	12.05KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 12.05 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.62 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.86 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	12.05	0.65	0.18	0.040	0.051	18.36	1.90	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.62	0.10	0.18	0.079	0.103	18.74	0.56	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	10.86	0.10	0.18	0.237	0.343	20.46	1.53	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau IV.31. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).

Type 4 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (en travée)
3.33 KN.m	14.42KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 14.42 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.33 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	14.42	0.65	0.18	0.048	0.062	18.54	2.23	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.33	0.10	0.18	0.073	0.095	18.68	0.51	0.22	1HA10 = 0.79

Tableau IV.32. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).

3. Plancher terrasse :

Type 1 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
15.93 KN.m	13.73KN.m	11.72KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.72 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 15.93 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 13.73 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	15.93	0.65	0.18	0.053	0.068	18.49	2.47	1.41	4HA10 = 3.14
Appui de rive	13.73	0.10	0.18	0.299	0.457	21.29	1.85	0.22	1HA12+1HA10 = 1.92
Appui intermédiaire	11.72	0.10	0.18	0.255	0.375	20.70	1.63	0.22	1HA12+1HA10 = 1.92

Tableau IV.33. Résultats de calcul du ferrailage (type 1).

Type 2 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
3.46 KN.m	10.37KN.m	11.24KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.24 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.46 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.37 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	11.21	0.65	0.18	0.038	0.048	18.34	1.75	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.46	0.10	0.18	0.075	0.097	18.70	0.53	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	10.37	0.10	0.18	0.226	0.325	20.34	1.46	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau IV.34. Résultats de calcul du ferrailage (type 2).

Type 3 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (appui intermédiaire)	Moment max (en travée)
3.68 KN.m	11.04KN.m	11.96KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.96 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.68 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = $(10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.04 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	11.96	0.65	0.18	0.040	0.051	18.36	1.87	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.68	0.10	0.18	0.080	0.104	18.74	0.56	0.22	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	11.04	0.10	0.18	0.240	0.349	20.51	1.55	0.22	2HA10 = 1.57

Tableau IV.35. Résultats de calcul du ferrailage (type 3).

Type 4 :

Moment max (appui de rive)	Moment max (en travée)
3.39 KN.m	14.39 KN.m

- En travée : $M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 14.39 \text{ KN.m.}$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section étudiée est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 3.39 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	14.39	0.65	0.18	0.048	0.062	18.54	2.22	1.41	3HA10 = 2.36
Appui de rive	3.39	0.10	0.18	0.074	0.096	18.69	0.52	0.22	1HA10 = 0.79

Tableau IV.36. Résultats de calcul du ferrailage (type 4).

✓ La vérification :

Type 2-3-4 (plancher étage courant et terrasse) :

❖ Vérification à l'ELU :

○ Vérification de la Condition de non fragilité :

- En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 > A_{s \min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Sur appui :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui intermédiaire : } A_s = 1,57 > A_{s \min} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Appui de rive : } A_s = 0,79 > A_{s \min} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

○ Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \max} = 16,99 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration non préjudiciable) .

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{16,99 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,94 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

○ Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_t\right) = \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 10\right) = \min(5,71 ; 10 ; 10) = 5,14 \text{ mm.}$$

On adopte un cadre $\emptyset_6 \implies 1 \text{ cadre T6}$

$$A_t = 2T6 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

○ Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

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

✓ Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 16,99 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b \times 0,9d} = 2 \times \frac{16,99 \times 1000}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,05 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ Condition de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{490} = 0,04 \geq 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15, M_0} \Rightarrow 0,04 \geq \frac{12,05}{15 \times 18,09} = 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} = 0,0013 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ Vérification a l'ELS :

○ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		A	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Plancher RDC	En travée	0,051	1,38	0,44	CV
	Appui de rive	0,103	1,38	0,44	CV
	Appui intermédiaire	0,343	1,38	0,44	CV

Tableau IV.37. Vérification à l'ELS.

Type 1 (plancher terrasse) :

❖ Vérification a l'ELU :

○ Vérification de la Condition de non fragilité :

- En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 3,14 > A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- Sur appui :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

Appui intermédiaire : $A_s = 1,92 > A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Appui de rive : $A_s = 1,92 > A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{CV.}$

○ Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \text{ max}} = 20,94 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration non préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{20,94 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,16 \text{ MPa} .$$

$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

○ Calcul des armatures transversales :

$\emptyset_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_t \right) = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) = \min (5.71 ; 10 ; 10) = 5.14 \text{ mm.}$

On adopte un cadre $\emptyset_6 \implies 1 \text{ cadre T6}$

$A_t = 2 \text{ T6} = 1,01 \text{ cm}^2$

○ Espacement des armatures transversales :

$S_t = \text{nmin} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$

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

✓ Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :

$T_{u_{\max}} = 20.94 \text{ KN.}$

$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \times 0,9d} = 2 \times \frac{20.94 \times 1000}{100 \times 0,9 \times 180} = 1.2 \text{ MPa.}$

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 1.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

✓ Condition de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{490} = 0,04 \geq 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15, M_0} \Rightarrow 0,04 \geq \frac{11.72}{15 \times 18.39} = 0,04 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{65 \times 18} = 0,003 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ Vérification a l'ELS :

○ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Plancher RDC	En travée	0,068	1,37	0,44	CV
	Appui de rive	0,457	1,37	0,44	CV
	Appui intermédiaire	0,375	1,37	0,44	CV

Tableau IV.38. Vérification à l'ELS.

IV.2.1.2.5. Schémas de ferrailage :

Planchers	Types	Schéma de ferrailage des poutrelles
RDC	2,3 et 4	<p style="text-align: center;">Appui de rive Appui intermédiaire En travée</p>
Etage courant et Terrasse	2,3 et 4	<p style="text-align: center;">Appui de rive Appui intermédiaire En travée</p>
Terrasse	1	<p style="text-align: center;">Appui de rive Appui intermédiaire En travée</p>

Tableau IV.39. Schéma ferrailage des poutrelles.

IV.2.1.3. La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées "BAEL" comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si: } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si: } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$$

Avec :

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm² pour mètre de nervures).

L_n : Écartement entre axe des nervures.

f_e = 500MPa.

- 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.

$$L_n = 65\text{cm} \Rightarrow 50 \leq 65\text{cm} \leq 80$$

$$A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = \mathbf{0.52\text{cm}^2/\text{ml.}}$$

On adopte : 5T6=1.41 cm²/ml.

$$\text{❖ Espacement de : } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = \frac{0.52}{2} = \mathbf{0.26\text{cm}^2/\text{ml.}}$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm²/ml .

$$\text{❖ Espacement de : } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Pour le ferrillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

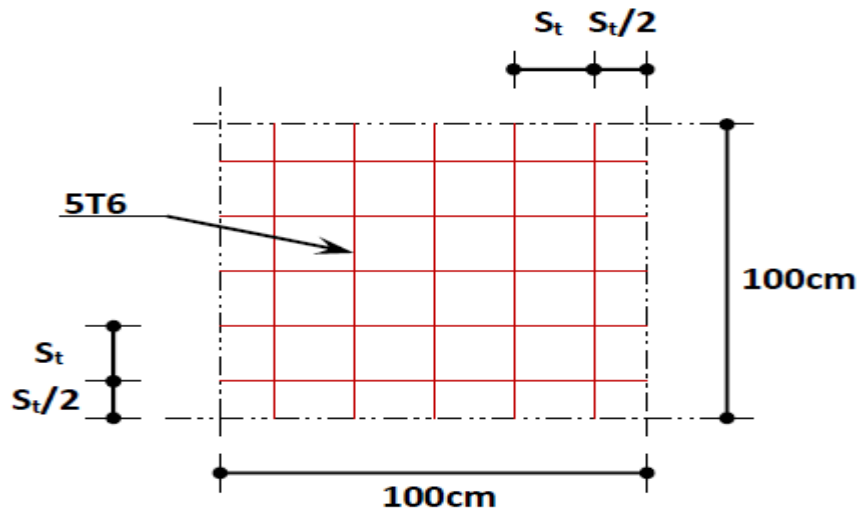


Figure IV.5. Disposition des armatures de la dalle de compression.

IV.2.2. Plancher a dalle pleine :

IV.2.2.1. Pré dimensionnement :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

• **Résistance au feu :**

- e = 7 cm : pour une heure de coupe de feu.
- e = 11 cm : pour deux heures de coupe de feu.
- e = 17.5 cm : pour quatre heures de coup de feu.

• **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ,on a choisi une la plus sollicité qui a une portée égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} Lx = 4.60 \text{ m} = 460 \text{ cm.} \\ Ly = 4.70 \text{ m} = 470 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\frac{460}{50} < e < \frac{460}{40} \rightarrow 9.2 < e < 11.5.$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e=16 \text{ cm}$.

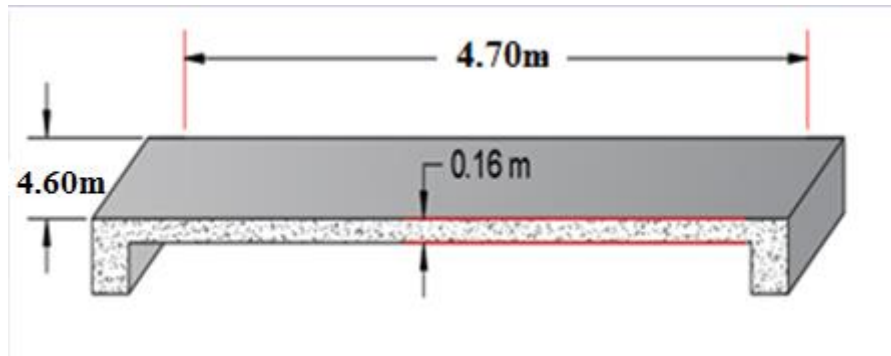


Figure IV.6. Coupe transversale du plancher à dalle pleine.

IV.2.2.2. Définition :

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est encastree dans les poutres sur un ou plusieurs côtés, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas on adopte un panneau de dalle encastree en quatre côtés, le calcul se fait à l'aide du logiciel (SOCOTEC) périmétriquement on calcule les moments, puis on passe au ferrailage en prenant une bande de 1 m.

IV.2.2.3. Calcul des sollicitations

On a :

- dalle pleine du plancher terrasse : $G=7.11 \text{ KN/m}^2$. $Q=1 \text{ KN/m}^2$.
- dalle pleine d'étage d'habitation : $G=6.4 \text{ KN/m}^2$. $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- dalle pleine d'étage service : $G=6.4 \text{ KN/m}^2$. $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Les résultats indiqués ci-dessus, montrent que la dalle d'étage commerciale, est plus sollicitée sous la combinaison à l'ELU à l'ELS, donc on peut faire le calcul sur cette dernière seulement, et le ferrailage sera le même.

❖ Dimensions

- Longueur : 4.7m.
- Largeur : 4.6m.
- Epaisseur : 0.16 m.

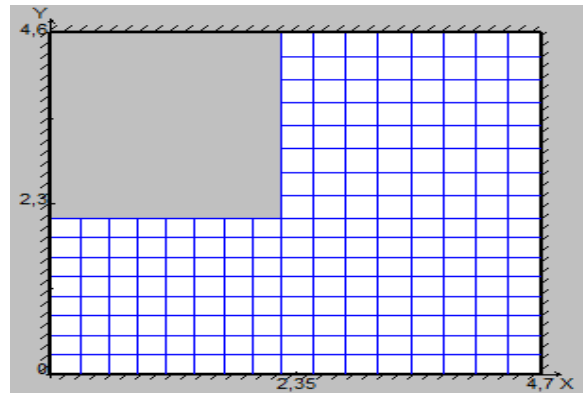


Figure IV.7. Plancher en dalle pleine.

❖ Liaisons :

N ⁰	Type	Position
1	Encastré	ligne y = 0
2	Encastré	ligne y = 4.6
3	Encastré	ligne x = 0
4	Encastré	ligne x = 4.7

Tableau IV.40. La position des liaisons.

1) La dalle pleine d'étage service (RDC):

• l'ELU :

N ⁰	Type	Comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-z	2.5	1.5	Dalle entière

Tableau IV.41. Différents types de charges à l'ELU.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-15.73
Max (en travée)	2.06	1.97	7.78
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-16.28
Max (en travée)	2.36	2.26	7.19
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-38.45
Max (en travée)	4.70	2.57	24.58
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-26.37
Max (en travée)	2.36	4.60	35.40

Tableau IV.42. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

• l'ELS :

N°	Type	comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1	Dalle entière
2	Uniforme	-z	2.5	1	Dalle entière

Tableau IV.43. Différents types de charges à l'ELS.

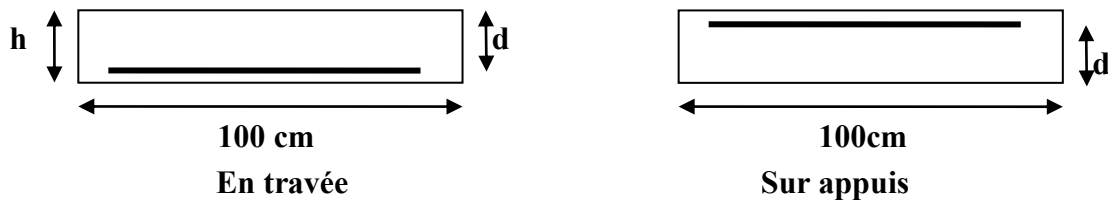
Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-11.30
Max (en travée)	2.36	1.97	5.59
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-11.70
Max (en travée)	2.36	2.26	5.16
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-27.62
Max (en travée)	4.70	2.57	17.66
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-18.94
Max (en travée)	2.36	4.60	25.43

Tableau IV.44. Différents types de charges à l'ELS.

✓ Le ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (b * h) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



❖ E.L.U :

- La hauteur utile $c=2$ cm ; $(F_x, F_y) \leq h/10 = 1.6\text{cm} \rightarrow F=1\text{cm}$.
- Suivant l'axe (xx) : $dx = h - c - F/2 = 16 - 2 - 1/2 = 13.5$ cm.
- Suivant l'axe (yy) : $dy = dx - F = 13.5 - 1 = 12.5$ cm.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	15.73	7.78	16.28	7.19
b(cm)	100	100	100	100
d(cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
μ	0.061	0.030	0.074	0.032
α	0.079	0.038	0.096	0.039
Z(cm)	13.93	13.70	12.02	12.31
A_s(cm²)	3,2	1,60	3.89	1,67
A_s(Min)	1.63	1.63	1.50	1.50
A_sadop(cm²)	5T10=3.93	4T8=2.01	5T10=3.93	4T8=2.01
S_t(cm)	20	25	20	25
S_tmax (cm)	33	33	45	45
S_t < S_tmax	CV	CV	CV	CV

Tableau IV.45. Résultats de ferrailage de dalle pleine.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = T_{xz} = 38.45\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 35.40\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{38.45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.28 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{38.40 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.31 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.5(\text{HA}).$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}.$

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

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]$.BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	11.30	5.59	11.70	5.16
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
As adopté(cm²) ELU	3.93	2.01	3.93	2.01
Yser(cm)	3.44	2.56	3.29	2.46
I(cm ⁴)	7322.87	4167.70	6187.42	3535.39
K(N/mm ³)	0.15	0.13	0.19	0.14
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.64	201.64	201.64	201.64
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	226.35	213.33	262.48	210.84
σ_{bc} (Mpa)	5.16	3.32	5.25	3.44
$\sigma_{ST} \leq \bar{\sigma}_{ST}$	CNV	CNV	CNV	CNV
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
Calcule les armatures à ELS				
μ_s	0.0030	0.0015	0.0031	0.0016
β	0.9104	0.9344	0.9091	0.9325
A_s	4.70	2.19	5.10	2.19

Choix du barres	6HA10 =4.71	4HA10 =3.14	7HA10 =5.50	4HA10 =3.14
St	15	25	10	25

Tableau IV.46. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

2) La dalle pleine d'étage d'habitation :

• l'ELU :

N ⁰	Type	Comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-z	1.5	1.5	Dalle entière

Tableau IV.47. Différents types de charges à l'ELU.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-13.83
Max (en travée)	2.06	1.97	6.84
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-14.31
Max (en travée)	2.36	2.26	6.32
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-33.97
Max (en travée)	4.70	2.57	21.60
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-23.18
Max (en travée)	2.36	4.60	31.12

Tableau IV.48. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

• l'ELS :

N ⁰	Type	comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1	Dalle entière
2	Uniforme	-z	1.5	1	Dalle entière

Tableau IV.49. Différents types de charges à l'ELS.

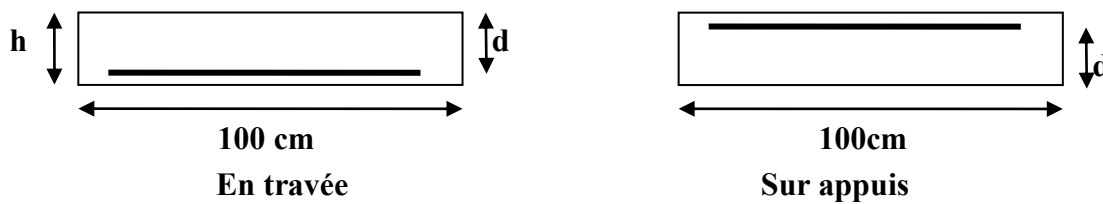
Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-10.03
Max (en travée)	2.06	1.97	4.96
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-10.38
Max (en travée)	2.36	2.26	4.58
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-24.52
Max (en travée)	4.70	2.57	15.67
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-16.81
Max (en travée)	2.36	4.60	22.57

Tableau IV.50. Différents types de charges à l'ELS.

✓ Le ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (b * h) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



❖ E.L.U :

- La hauteur utile $c=2$ cm ; $(F_x, F_x) \leq h/10 = 1.6\text{cm} \rightarrow F=1\text{cm}$
- Suivant l'axe (xx) : $dx = h - c - F/2 = 16 - 2 - 1/2 = 13.5$ cm
- Suivant l'axe (yy) : $dy = dx - F = 13.5 - 1 = 12.5$ cm

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
Section	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	13.83	6.84	14.31	6.32
b(cm)	100	100	100	100
d(cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
μ	0.054	0.027	0.065	0.029
α	0.069	0.034	0.084	0.037
Z(cm)	13.13	13.32	12.08	12.31
A _s (cm ²)	3,02	1.47	3.4	1.47
A _s (Min)	1.63	1.63	1.50	1.50
A _{s,adop} (cm ²)	5T10=3.93	4T8=2.01	5T10=3.93	4T8=2.01
S _t (cm)	20	25	20	25
St _{max} (cm)	33	33	45	45
St < St _{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau IV.51. Résultats de ferrailage de la dalle pleine.

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = T_{xz} = 33.97\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 31.12\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{33.97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{31.12 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1.5(\text{HA})$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]$.BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	10.03	4.96	10.38	4.58
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
As adopté(cm²) ELU	3.93	2.01	3.93	2.01
Yser(cm)	3.44	2.56	3.29	2.46
I(cm⁴)	7322.87	4167.70	6187.42	3535.39
K(N/mm³)	0.14	0.12	0.17	0.13
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.64	201.64	201.64	201.64
$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)	15	15	15	15
σ_{st}(Mpa)	211.26	196.92	234.85	195.78
σ_{bc} (Mpa)	4.82	3.08	5.59	3.20
$\sigma_{ST} \leq \bar{\sigma}_{ST}$	CNV	CV	CNV	CV
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
Calcule les armatures à ELS				
μ_s	0,0027		0,0032	
β	0.9145		0.9078	
A_s	4.02		4.50	
Choix du barres	6HA10 =4,71		6HA10 =4,71	
S_t(cm)	15		15	

Tableau IV.52. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

3) La dalle pleine du plancher terrasse :

• P'ELU :

N ⁰	Type	Comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-z	1.5	1.5	Dalle entière

Tableau IV.53. Différents types de charges à P'ELU.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-13.83
Max (en travée)	2.06	1.97	6.84
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-14.31
Max (en travée)	2.36	2.26	6.32
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-33.97
Max (en travée)	4.70	2.57	21.60
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-23.18
Max (en travée)	2.36	4.60	31.12

Tableau IV.54. Les résultats des efforts à P'E.L.U.

• P'ELS :

N ⁰	Type	comp	valeur	coefficients	position
1	Uniforme	-z	6.4	1	Dalle entière
2	Uniforme	-z	1.5	1	Dalle entière

Tableau IV.55. Différents types de charges à P'ELS.

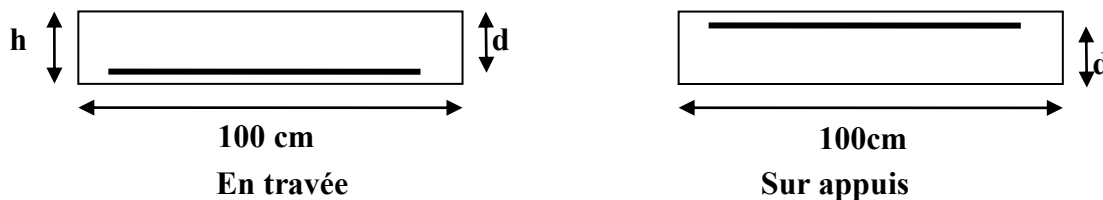
Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-10.30
Max (en travée)	2.06	1.97	5.09
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
Min (sur appui)	2.36	4.60	-10.66
Max (en travée)	2.36	2.26	4.71
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min (sur appui)	0.00	1.97	-25.17
Max (en travée)	4.70	2.57	16.09
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min (sur appui)	2.67	0.00	-17.26
Max (en travée)	2.36	4.60	23.17

Tableau IV.56. Différents types de charges à l'ELS.

✓ Le ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (b * h) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



❖ E.L.U :

- La hauteur utile $c=2$ cm ; $(F_x, F_x) \leq h/10 = 1.6\text{cm} \rightarrow F=1\text{cm}$
- Suivant l'axe (xx) : $dx = h - c - F/2 = 16 - 2 - 1/2 = 13.5$ cm
- Suivant l'axe (yy) : $dy = dx - F = 13.5 - 1 = 12.5$ cm

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	14.09	6.97	14.59	6.44
b(cm)	100	100	100	100
d(cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
μ	0.054	0.027	0.057	0.025
α	0.069	0.034	0.073	0.031
Z(cm)	13.13	13.32	12.13	12.34
A_s(cm²)	3,08	1.50	3.46	1.49
A_s(Min)	1.63	1.63	1.50	1.50
A_sadop(cm²)	5T10=3.93	4T8=2.01	5T10=3.93	4T8=2.01
S_t(cm)	15	25	15	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau IV.57. Résultats de ferrailage de dalle pleine.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = T_{xz} = 34.44\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 31.71\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{34.44 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{31.71 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1.5(\text{HA})$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$\bullet I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)] \text{ .BAEL 91.}$$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 \cdot d \cdot D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = K \cdot Y$
- $\sigma_{st} = 15 \cdot K \cdot (d - y)$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	10.30	5.09	10.66	4.71
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.5	13.5	12.5	12.5
As adopté(cm²) ELU	3.93	2.01	3.93	2.01
Yser(cm)	3.44	2.56	3.29	2.46
I(cm ⁴)	7322.87	4167.70	6187.42	3535.39
K(N/mm ³)	0.14	0.12	0.17	0.13
$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.64	201.64	201.64	201.64
$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	211.26	196.92	234.85	195.78
σ_{bc} (Mpa)	4.82	3.08	5.59	3.20
$\sigma_{ST} \leq \overline{\sigma}_{ST}$	CNV	CV	CNV	CV
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
Calcule les armatures à ELS				
μ_s	0,0027		0,0032	
β	0,9145		0.9078	
A_s	4.13		4.31	
Choix du barres	6HA10 =4.71		6HA10 =4.71	

Tableau. IV.58. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

IV.2.2.4. Schéma de ferrailage :

Planchers a dalle pleine	Schéma de ferrailage	
	En travée	En appui
RDC		
Etage courant et Terrasse		

Tableau IV.59. Schéma de ferrailage des dalles pleines.

IV.3. Escaliers

IV.3.1. Pré dimensionnement :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, Elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en Béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

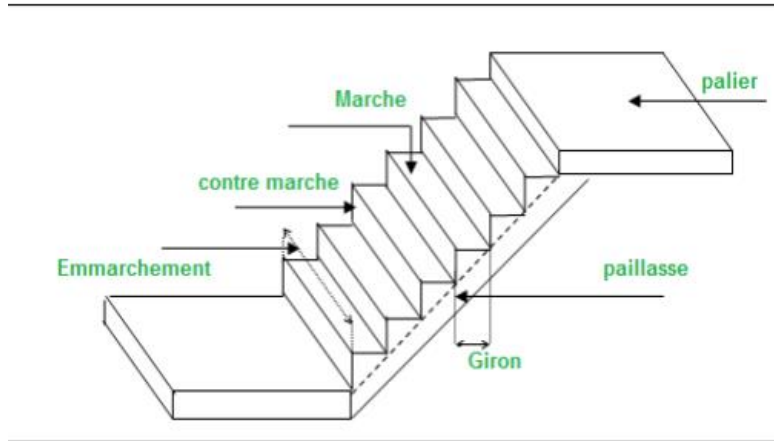


Figure IV.8. Schéma d'un escalier.

IV.3.1.1. Dimensionnement :

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre

$$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.}$$

- la largeur g se situe entre

$$25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm.}$$

- La formule empirique de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm avec } \rightarrow m = g + 2h$$

On prend :

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

- Pour notre construction, les escaliers sont faits à deux volées.

VI.3.1.2. Vérification de la formule de blondel:

$$60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad m = g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✚ **Type 1** : escalier à deux (2) volées pour le RDC.

Hauteur H= **3.40 m** .

1) **Volée 1** :

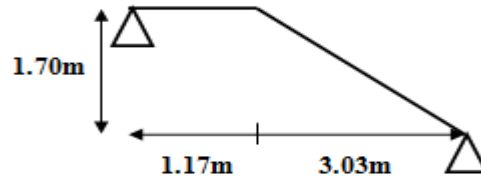


Figure IV.9. Schéma du volée 1 du RDC .

$L_0=3.03\text{m}$, $H= 1.7\text{m}$ et $L_p= 1.17\text{m}$.

- **Nombre des contre marches " N_c " :**

$$N_c = \frac{H_v}{h_{\text{march}}} = \frac{170}{17} = 10$$

- **Nombre des marches " N_m " :**

$$N_m = N_c - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches .}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.7}{3.03} = 0.561 \Rightarrow \alpha = 29.29^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{3.03}{\cos(29,29^\circ)} \Rightarrow L = 3.47 \text{ m .}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_0 + L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_0 + L_p}{20} \Leftrightarrow \frac{303 + 117}{30} = 14 \leq e \leq \frac{303 + 117}{20} = 21$$

Soit l'épaisseur $e=17 \text{ cm}$.

2) Volée 2 :

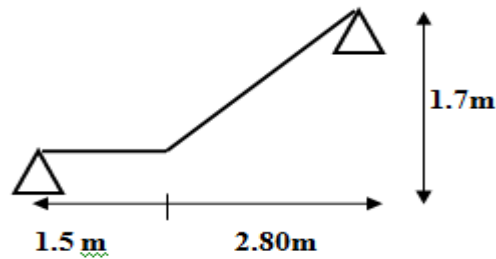


Figure IV.10. Schéma du volée 2 du RDC

$L_0=2.80 \text{ m}$, $H= 1.7\text{m}$ et $L_p= 1.5\text{m}$.

- Nombre des contre marches " N_c ":

$$N_c = \frac{H_v}{h_{\text{march}}} = \frac{170}{17} = 10$$

- Nombre des marches " N_m " :

$$N_m = N_c - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches .}$$

- L'inclinaison :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.7}{2.80} = 0.607 \Rightarrow \alpha = 31.25^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.80}{\cos(31.25^\circ)} \Rightarrow L = 3.27 \text{ m .}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0 + L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_0 + L_p}{20} \Leftrightarrow \frac{280 + 150}{30} = 14.33 \leq e \leq \frac{280 + 150}{20} = 21.5$$

Soit l'épaisseur $e = 17 \text{ cm}$.

✚ **Type 2** : escalier à deux (2) volées pour les étages courants du 1^{er} au 9^{ème} étage.

1) **Volée 1** :

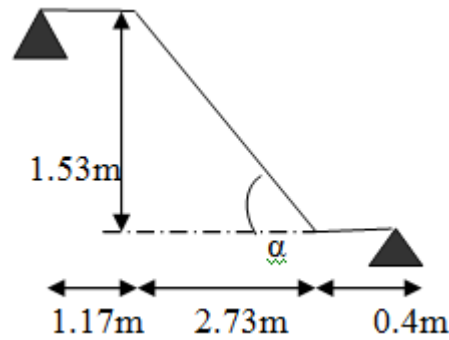


Figure IV.11. Schéma de la volée 1 des étages courants.

$L_0=2.73\text{ m}$, $H= 1.53\text{ m}$, $L_p= 1.17\text{ m}$ et $L'_p= 0.4\text{ m}$.

• **Nombre des contre marches " N_c " :**

$$N_c = \frac{H_v}{h_{\text{march}}} = \frac{153}{17} = 9.$$

• **Nombre des marches " N_m " :**

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches .}$$

• **L'inclinaison :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.73} = 0.560 \Rightarrow \alpha = 29.26^\circ.$$

• **La longueur de la paillasse :**

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.73}{\cos(29.26)} \Rightarrow L = 3.12 \text{ m.}$$

• **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{L_0+L_p+L'_p}{30} \leq e \leq \frac{L_0+L_p+L'_p}{20} \Leftrightarrow \frac{117+273+40}{30} = 14.33 \leq e \leq \frac{117+273+40}{20} = 21.5.$$

Soit l'épaisseur $e=17\text{ cm}$.

2) **Volée 2** :

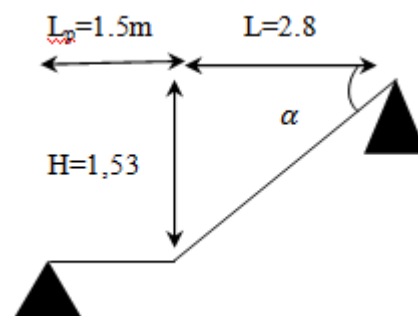


Figure IV.12. Schéma de la volée 2 des étages courants.

$L_0=2.80 \text{ m}$, $H= 1.53\text{m}$ et $L_p= 1.5\text{m}$.

- Nombre des contre marches " N_c " :

$$N_c = \frac{H_v}{h_{\text{march}}} = \frac{153}{17} = 9 .$$

- Nombre des marches " N_m " :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches} .$$

- L'inclinaison :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.8} = 0.546 \Rightarrow \alpha = 28.65^\circ .$$

- La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.8}{\cos(28.65^\circ)} \Rightarrow L = 3.19 \text{ m} .$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0+L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_0+L_p}{20} \leftrightarrow \frac{280+150}{30} = 14.33 \leq e \leq \frac{280+150}{20} = 21.5 .$$

Soit l'épaisseur $e=17 \text{ cm}$.

VI.3.2. Calcul du ferrailage :

VI.3.2.1. Calcul d'escalier RDC (type 1) :

- Volée 2 (plus sollicité) :

1. Calcul des sollicitations :

Paillasse : $G = 8.59 \text{ KN/ml}$.

Palier : $G = 5.85 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

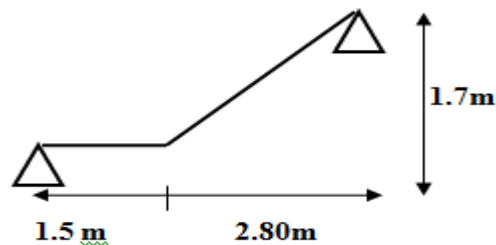


Figure IV.13. Schéma statique du 2^{ème} volée RDC (type 1)

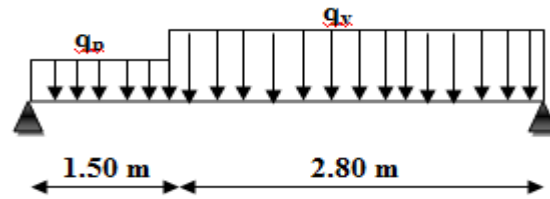


Figure IV.14. Schéma statique avec chargement .

- La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_i \times l_i}{l_i}$$

$$q_{eq} = \frac{2.8 \times 8.59 + 1.5 \times 5.85}{2.8 + 1.5} = 7.63 \text{ KN/m.}$$

Alors : $q_{eq} = 7.63 \text{ KN/m.}$

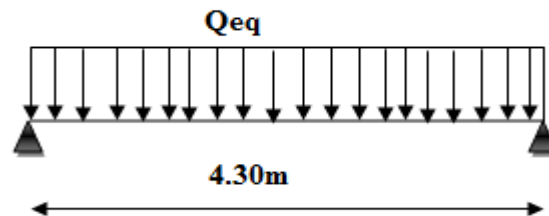


Figure IV.15. La charge équivalente.

2. Combinaison des charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

$$q_u = (1.35 \times 7.63 + 1.5 \times 2.5) = 14.05 \text{ KN/ml.}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 7.63 + 2.5 = 10.13 \text{ KN/ml.}$$

3. Calcul des moments :

- ELU

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (14.05 \times (4.30)^2) / 8 = 32.47 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 32.47 = 24.35 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 32.47 = 16.24 \text{ KN.m.}$$

- ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (10.13 \times (4.30)^2) / 8 = 23.41 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 23.41 = 17.55 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 23.41 = 11.70 \text{ KN.m.}$$

4. Calcul des armatures :

• **Armature longitudinale :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande lml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{cm}^2$.

$f_{t28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	150	14,2	400	348

Tableau IV.60. Différent coefficients de calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ;$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$b(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	A_{min}	A_s	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Appuis	1000	150	16.24	0.050	0,064	146.16	1,81	3.19	4HA12=4.52
Travée	1000	150	24.35	0.079	0.103	143.82	1.81	4.86	4HA14=6.16

Tableau IV.61. Résultats du calcul du ferrailage escalier.

• **Armatures de répartition :**

- **En appuis :** $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01cm²**.
- **Sur travée :** $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01cm²**.

5. Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{cm}^2$$

- **En appuis :** $A_{s_{min}} = 1.81 \text{cm}^2 < A_s = 4.52 \text{cm}^2$ **CV**
- **Sur travée :** $A_{s_{min}} = 1.81 \text{cm}^2 < A_s = 6.16 \text{cm}^2$ **CV**

◆ **Espacement maximal :**

$$S_{t \leq} \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33 \text{cm}.$$

- **En travée :** $S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm}$ **CV**.
- **Sur appuis :** $S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm}$ **CV**.

b) Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.05 \times 4.3}{2} = \mathbf{30.20 \text{ KN.}}$$

$$\tau_u = \frac{30.20 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

c) Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.103	1.39	0.445	CV
Appui	0.064	1.39	0.445	CV

Tableau IV.62. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

d) Contrainte dans les aciers tendus

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

e) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.039 \leq 0.062 \dots \dots \dots \mathbf{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{23.66}{10 \times 31.55} \rightarrow 0.039 \leq 0.064 \dots \dots \dots \mathbf{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 15} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

✚ Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon BAEL 91 comme suit :

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

Avec :

- ↪ $f_{gv} : f_{gi}$: flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- ↪ f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- ↳ f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère .
- ↳ Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$.

D'après le BAEL91 :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

Avec $A'_s=0$; $A_s=6.16 \text{ cm}^2$.

$$100y^2 + 184.8y - 2772 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm} .$$

- **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 13221.29 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s) = 9.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = 38961.21 \text{ cm}^4 .$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0.0041 ; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 F_{t28}}{5\rho} = 5.11 \text{ MPa} .$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}} .$$

y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _p (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.42	13221.29	9.94	38961.21	0.0041	5.11	2.05	32164.2	10818.87

Tableau IV.63. Défèrent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

- **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : ' f_{gv} ' ; ' f_{gi} '**

La combinaison q=Gpour 1m.

Paillasse : G = 8.59 KN/ml .

Palier : G = 5.85 KN/ml .

$$q_{eq} = 7.63 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 17.63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.75M_0 = 13.23 \text{ KN.m} .$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 158.74 \text{ MPa} .$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.219$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 20200.59 \text{ cm}^4 .$$

$$\rightarrow f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 3.76 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_p \times \mu} = 29584.63 \text{ cm}^4 .$$

$$\rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{pv}} = 7.64 \text{ mm}$$

- flèche due à G+Q 'f_{pi}' :

$$Q = 7.63 + 2.5 = 10.13 \text{ KN/m.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 23.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pi} = 0.75 M_0 = 17.56 \text{ KN.m.}$$

$$G_s = \frac{15 M_{pi} (d-y)}{I} = 210.75 \text{ MPa .}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.339$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 15671.05 \text{ cm}^4 .$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} l^2}{10 E_i \times I_{\rho p}} = 6.44 \text{ mm}$$

- Flèche instantané due à j:

J charges permanentes avant la mise en place du revêtement

$$\text{Palier} : q_1 = G = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palliasse: } q_2 = G = 6.995 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge équivalente : } Q_{eq} = \frac{(1.5 \times 4.25) + (2.8 \times 6.995)}{1.5 + 2.8} = 6.03 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 13.94 \text{ KN.m .}$$

$$M_s = 0.75 \times M_0 = 10.45 \text{ KN.m .}$$

$$G_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 125.45 \text{ MPa .}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.117 .$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 26836.78 \text{ cm}^4 .$$

$$f_{ji} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{\rho i}} = 2.24 \text{ mm .}$$

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

$$\Delta f_t = 8.08 \text{ mm .}$$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} = 8.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{si} : L \leq 5m \\ f \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{si} : L \geq 5m . \end{cases}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots C$$

f) Schéma de ferrailage :

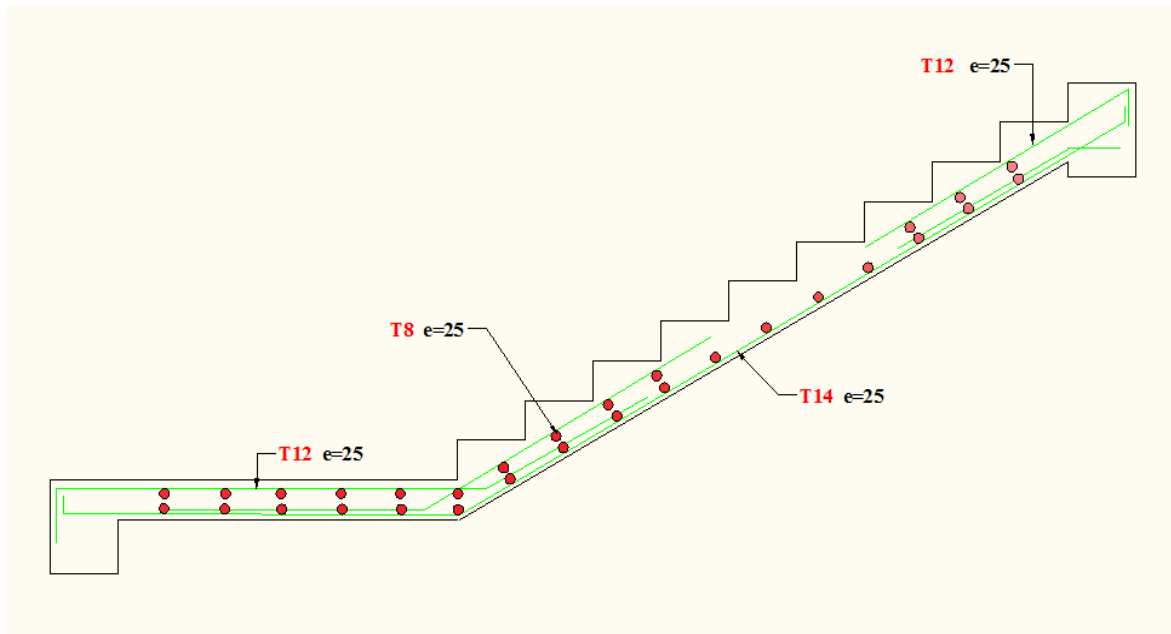


Figure IV.16. Schéma de ferrailage du volée 2 de l'escalier type 1.

IV.3.2.2. Calcul d'escalier étage courant (type 2) :

- Volée 1 :

1. Calcul des sollicitations :

Paillasse : $G = 8.69 \text{ KN/ml}$.

Palier : $G = 5.85 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

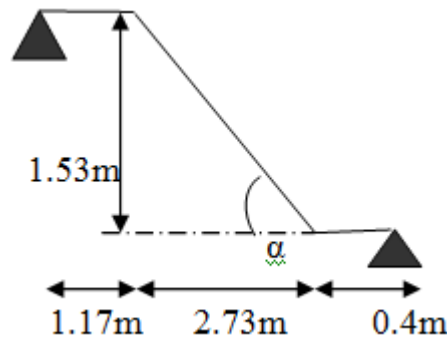


Figure IV.17. Schéma statique du 1^{ère} volée étage courant (type 2)

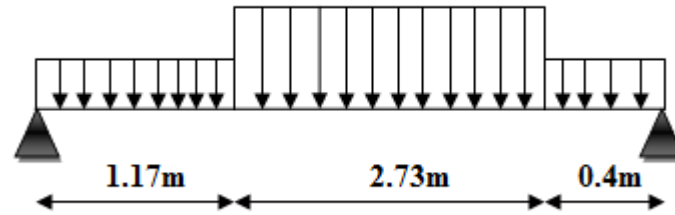


Figure IV.18. Schéma statique avec chargement.

- La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_i \times l_i}{l_i}$$

$$q_{eq} = \frac{1.17 \times 5.85 + 2.73 \times 8.69 + 0.4 \times 5.85}{1.17 + 2.73 + 0.4} = 7.65 \text{ KN/m.}$$

Alors : $q_{eq} = 7.65 \text{ KN/m.}$

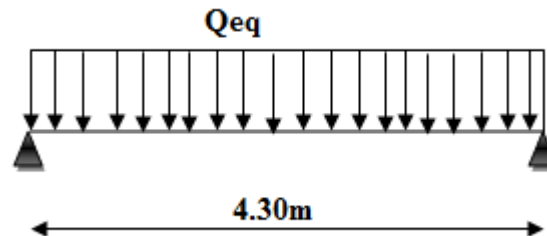


Figure IV.19. La charge équivalente.

2. Combinaison des charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

$$q_u = (1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 2.5) = 14.07 \text{ KN/ml.}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 7.65 + 2.5 = 10.15 \text{ KN/ml.}$$

3. Calcul des moments :

- ELU

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = (14.07 \times (4.30)^2) / 8 = 32.52 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 32.52 = 24.39 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 32.52 = 16.26 \text{ KN.m.}$$

- ELS :

Moment isostatique : $M_0 = ql^2 / 8 = (10.15 * (4.30)^2) / 8 = 23.60 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0 = 0.75 * 23.60 = 17.7 \text{ KN.m}$.

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0 = 0.5 * 23.60 = 11.8 \text{ KN.m}$.

4. Calcul des armatures :

- Armature longitudinale :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$.

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	150	14,2	400	348

Tableau IV.64. Différent coefficients de calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z(mm)	A_{min}	A_s	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Appuis	1000	150	16.26	0.050	0,064	146.16	1,81	3.19	4HA12=4,52
Travée	1000	150	24.39	0.076	0.099	144.06	1.81	4.86	4HA14=6.16

Tableau IV.65. Résultats du calcul du ferrailage escalier.

- Armatures de répartition :

- En appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01 cm²**.
- Sur travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01 cm²**.

5. Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- En appuis : $A_{s_{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$
- Sur travée : $A_{s_{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

◆ Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33 \text{ cm}$$

- En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$.
- Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$.

b) Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.07 \times 4.30}{2} = 30.25 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{30.25 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

c) Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.099	1.37	0.435	CV
Appui	0.064	1.37	0.435	CV

Tableau IV.66. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

d) Contrainte dans les aciers tendus

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

e) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.039 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{ CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{17.7}{10 \times 23.60} \rightarrow 0.039 \leq 0.075 \dots \dots \dots \text{ CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 15} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

✚ Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon BAEL 91 comme suit :

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

Avec :

- ↪ $f_{gv}; f_{gi}$: flèches dues à l'ensemble des charges permanentes .
- ↪ f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ↪ f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère .
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$.

D'après le BAEL91 :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

Avec $A'_s=0$; $A_s= 6.16 \text{ cm}^2$.

$$100y^2 + 184.8y - 2772 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm} .$$

- **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 13221.29 \text{ cm}^4 .$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s) = 9.94 \text{ cm} .$$

$$I_0 = 38961.21 \text{ cm}^4 .$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0.0041; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 F_{t28}}{5\rho} = 5.11 \text{ MPA} .$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}} .$$

y (cm)	I(cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _p (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.42	13221.29	9.94	38961.21	0.0041	5.11	2.05	32164.2	10818.87

Tableau IV.67. Défèrent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

- **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : ' f_{gv} ' ; ' f_{gi} '**

La combinaison q=Gpour 1m.

Paillasse : G = 8.69 KN/ml .

Palier : G = 5.85 KN/ml .

$$q_{eq} = 7.65 \text{ KN/m} .$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{7.65 \times 4.3^2}{8} = 17.68 \text{ KN.m} .$$

$$M_s = 0.75M_0 = 13.26 \text{ KN.m.}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 159.15 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.220$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 20145.64 \text{ cm}^4.$$

$$\rightarrow f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} = 3.78 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_p \times \mu} = 29537.43 \text{ cm}^4.$$

$$\rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10E_v I_{fv}} = 7.67 \text{ mm.}$$

- flèche due à G+Q 'f_{pi}' :

$$Q = 7.65 + 2.5 = 10.15 \text{ KN/m.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 23.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pi} = 0.75M_0 = 17.59 \text{ KN.m.}$$

$$G_s = \frac{15M_{pi}(d-y)}{I} = 211.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.340$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 15647.33 \text{ cm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} l^2}{10E_i \times I_{fp}} = 6.46 \text{ mm.}$$

- Flèche instantané due à j:

J charges permanentes avant la mise en place du revêtement

Palier : $q_1 = G = 4.25 \text{ KN/m.}$

Palliasse: $q_2 = G = 7.095 \text{ KN/m.}$

Charge équivalente : $Q_{eq} = \frac{(1.17 \times 4.25) + (2.73 \times 7.095) + (0.4 \times 4.25)}{1.17 + 2.73 + 0.4} = 6.05 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 13.98 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = 0.75 \times M_0 = 10.49 \text{ KN.m.}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 125.87 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.118$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 26712.87 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = \frac{M l^2}{10E_i I_{fi}} = 2.26 \text{ mm.}$$

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

$$\Delta f_t = 8.10 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} = 8.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{si} : L \leq 5m \\ f \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{si} : L \geq 5m . \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f) Schéma de ferrailage :

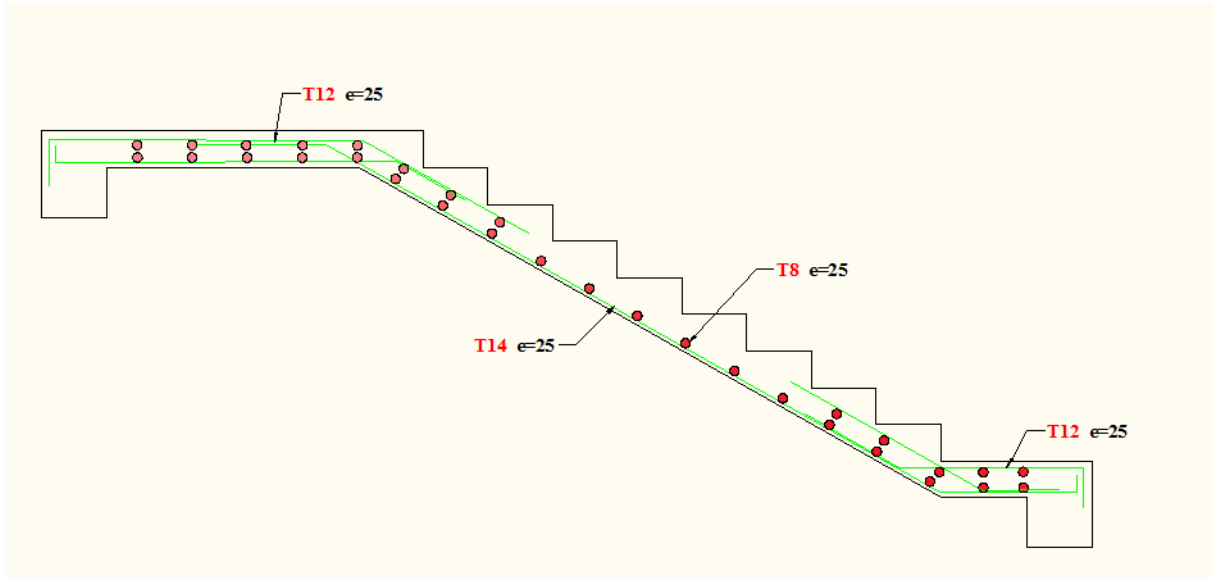


Figure IV.20. Schéma de ferrailage du volée 1 de l'escalier type 2.

• Volée 2 :

1. Calcul des sollicitations :

Paillasse : $G = 8.56 \text{ KN/ml}$.

Palier : $G = 5.85 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

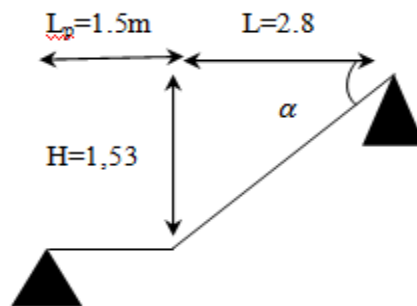


Figure IV.21. Schéma statique du 2^{ème} volée étage courant (type 2) .

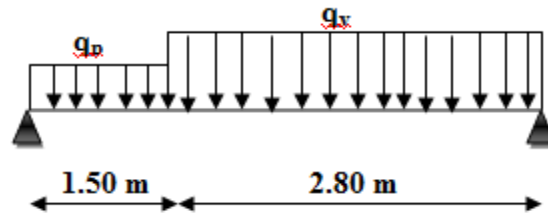


Figure IV.22. Schéma statique avec chargement.

- La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_i \times l_i}{l_i}$$

$$q_{eq} = \frac{2.8 \times 8.56 + 1.5 \times 5.85}{2.8 + 1.5} = 7.61 \text{ KN/m.}$$

Alors : $q_{eq} = 7.61 \text{ KN/m.}$

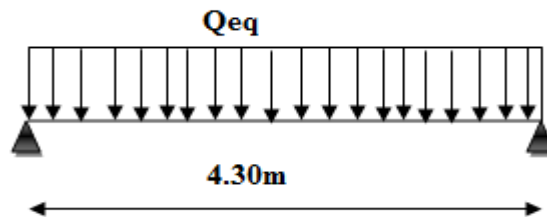


Figure IV.23. La charge équivalente.

2. Combinaison des charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

$$q_u = (1.35 \times 7.61 + 1.5 \times 2.5) = 14.02 \text{ KN/ml.}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 7.61 + 2.5 = 10.11 \text{ KN/ml.}$$

3. Calcul des moments :

- ELU

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (14.02 \times (4.30)^2) / 8 = 32.40 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 32.40 = 24.30 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 32.40 = 16.2 \text{ KN.m.}$$

• ELS :

Moment isostatique : $M_0 = ql^2 / 8 = (10.11 * (4.30)^2) / 8 = 23.36 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0 = 0.75 * 23.36 = 17.52 \text{ KN.m}$.

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0 = 0.5 * 23.36 = 11.68 \text{ KN.m}$.

4. Calcul des armatures :

• Armature longitudinale :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$.

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	150	14,2	400	348

Tableau IV.68. Différent coefficients de calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z(mm)	A_{min}	A_s	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Appuis	1000	150	16.2	0.050	0,064	146.16	1,81	3.18	4HA12=4.52
Travée	1000	150	24.30	0.076	0.099	144.06	1.81	4.84	4HA14=6.16

Tableau IV.69. Résultats du calcul du ferrailage escalier.

• Armatures de répartition :

- En appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01cm²**.
- Sur travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA8 = 2,01cm²**.

5. Vérifications :

f) Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- En appuis : $A_{smin} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$
- Sur travée : $A_{smin} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

◆ Espacement maximal :

$$S_{t \leq} \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33 \text{ cm}.$$

- En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$.
- Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$.

g) Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.02 \times 4.3}{2} = \mathbf{30.14 \text{ KN.}}$$

$$\tau_u = \frac{30.14 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

h) Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.099	1.38	0.44	CV
Appui	0.064	1.38	0.44	CV

Tableau IV.70. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

i) Contrainte dans les aciers tendus

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

j) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.039 \leq 0.062 \dots \dots \dots \mathbf{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{430} \geq \frac{17.52}{10 \times 23.36} \rightarrow 0.039 \leq 0.075 \dots \dots \dots \mathbf{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 15} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

✚ Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon BAEL 91 comme suit :

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

Avec :

↪ $f_{gv} : f_{gi}$: flèches dues à l'ensemble des charges permanentes .

↪ f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- ↪ f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère .
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$.

D'après le BAEL91 :

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

Avec $A'_s=0$; $A_s=6.16 \text{ cm}^2$.

$$100y^2 + 184.8y - 2772 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm} .$$

- **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 13221.29 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s) = 9.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = 38961.21 \text{ cm}^4 .$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0.0041 ; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 F_{t28}}{5\rho} = 5.11 \text{ MPa} .$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}} .$$

y (cm)	I(cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _p (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.42	13221.29	9.94	38961.21	0.0041	5.11	2.05	32164.2	10818.87

Tableau IV.71. Déférent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

- **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : ' f_{gv} ' ; ' f_{gi} '**

La combinaison q=Gpour 1m.

Paillasse : G = 8.59 KN/ml .

Palier : G = 5.85 KN/ml .

$$q_{eq} = 7.61 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 17.59 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.75M_0 = 13.19 \text{ KN.m} .$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 158.32 \text{ MPa} .$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.218$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 20256.01 \text{ cm}^4 .$$

$$\rightarrow f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 3.74 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_p \times \mu} = 29632.12 \text{ cm}^4 .$$

$$\rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{pv}} = 7.61 \text{ mm}$$

- flèche due à G+Q 'f_{pi}' :

$$Q = 7.61 + 2.5 = 10.11 \text{ KN/m.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 23.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pi} = 0.75 M_0 = 17.53 \text{ KN.m.}$$

$$G_s = \frac{15 M_{pi} (d-y)}{I} = 210.33 \text{ MPa .}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.338$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 15694.91 \text{ cm}^4 .$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} l^2}{10 E_i \times I_{fp}} = 6.42 \text{ mm .}$$

- Flèche instantané due à j:

J charges permanentes avant la mise en place du revêtement

$$\text{Palier} : q_1 = G = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palliasse: } q_2 = G = 6.965 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge équivalente : } Q_{eq} = \frac{(1.5 \times 4.25) + (2.8 \times 6.965)}{1.5 + 2.8} = 6.01 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 13.89 \text{ KN.m .}$$

$$M_s = 0.75 \times M_0 = 10.42 \text{ KN.m .}$$

$$G_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 125.03 \text{ MPa .}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.115 .$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = 26962.25 \text{ cm}^4 .$$

$$f_{ji} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{pi}} = 2.22 \text{ mm .}$$

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

$$\Delta f_t = 8.06 \text{ mm .}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} = 8.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{si : } L \leq 5\text{m} \\ f \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{si : } L \geq 5\text{m} . \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

g) Schéma de ferrailage :

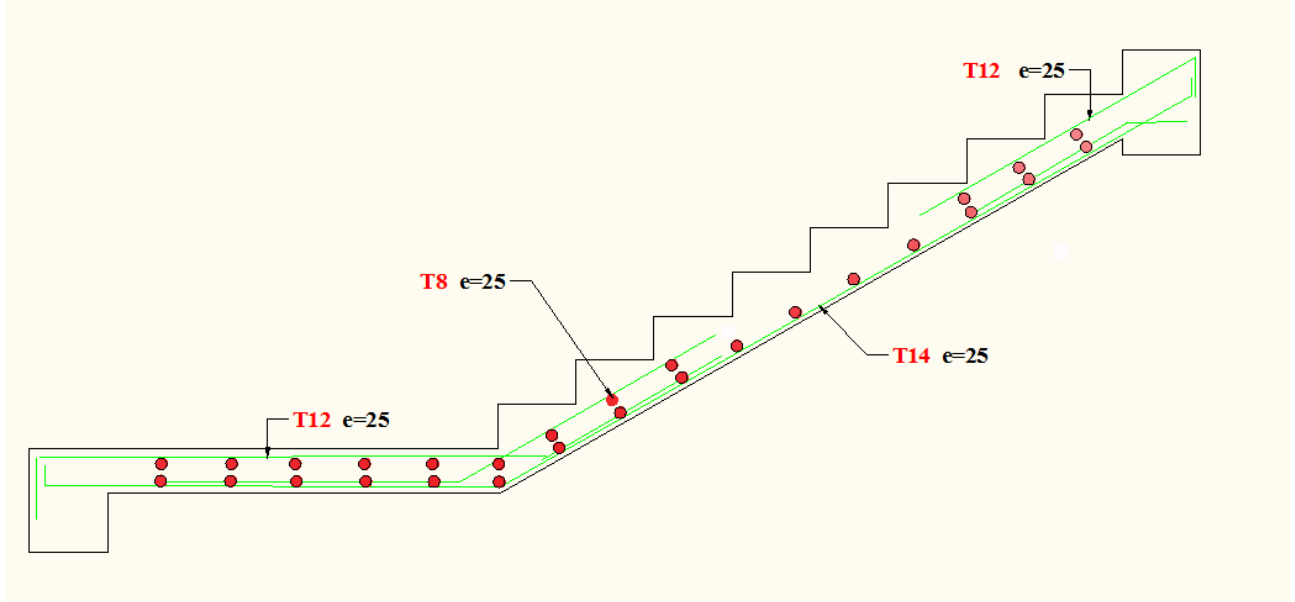


Figure IV.24. Schéma de ferrailage du volée 2 de l'escalier type 2 .

IV.3.3. Etude de la poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre partiellement encastré sur deux poteaux , servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre .
- ✓ Réactions du palier .
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y on a) .

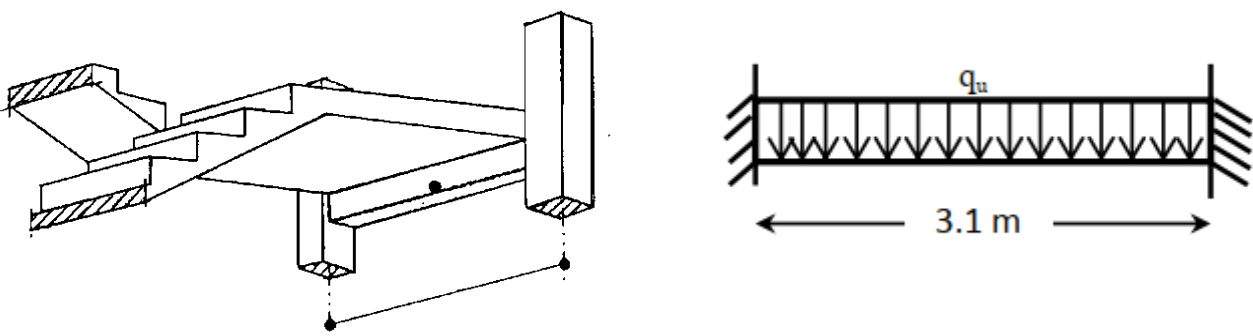


Figure IV.25. La poutre palière.

IV.3.3.1. Pré dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 6.2 \text{ cm} \leq b \leq 15.5 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; \mathbf{h=35 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; \mathbf{b=30 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : nous prenons la section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

IV.3.3.2. calcul des sollicitations :

- **A l'état limite ultime :**

- poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- poids propre de la paillasse : $R = \left(\frac{q_u \times l}{2} \right) = \frac{14.07 \times 4.30}{2} = 30.25 \text{ KN/ml.}$
- Poids du mur : $G_{mur} = (3.06 - 0.35 - 0.45) \times 3.31 = 7.48 \text{ KN/ml.}$

Donc : $q_{u \text{ tot}} = (1.35(G_p + G_{mur}) + R) = 1.35.(2.625 + 7.48) + 30.25 = 43.89 \text{ KN/ml.}$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{u \text{ tot}} l^2}{8} = 52.72 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0 = 39.54 \text{ KN.m.}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0 = 26.36 \text{ KN.m.}$

- **A l'état limite service :**

- poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- poids propre de la paillasse : $R = \left(\frac{q_{ser} \times l}{2} \right) = \frac{10.15 \times 4.3}{2} = 21.82 \text{ KN/ml.}$
- Poids du mur : $G_{mur} = 7.48 \text{ KN/ml.}$

Donc : $q_{ser \text{ tot}} = (G_p + G_{mur} + R) = (2.625 + 7.48 + 21.82) = 31.92 \text{ KN/ml.}$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser \text{ tot}} l^2}{8} = 38.34 \text{ KN.m.}$
- Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0 = 28.75 \text{ KN.m.}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0 = 19.17 \text{ KN.m.}$

IV.3.3.3. Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :

h=35cm ; b=30cm ; d=31.5cm.

Section	b(cm)	d(cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z(cm)	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Aadopt (cm ²)
Travée	30	31.5	39.54	0.093	0.1225	29.95	1.14	3.79	3T14=4.62
Appuis	30	31.5	26.36	0.062	0.080	30.49	1.14	2.47	3T12=3.39

Tableau IV.72. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.

IV.3.3.4. Vérification :

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable).}$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33 MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$; Avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui .

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{43.89 \times 3.1}{2} = 67.98 \text{ KN .}$$

$$\tau_u = \frac{67.98 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.719 \text{ MPa .}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ CV

• **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- **En travée :** $\alpha = 0.1225 \leq 0.435$ CV

- **Sur appui :** $\alpha = 0.080 \leq 0.435$ CV

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.113 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.113 \geq 0.0749 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0049 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

IV.3.3.5. Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :

- **Calcul du moment dus à la torsion :**

Ma = 0.1 × L/2 × Tu = 0.1 × 67.98 × 3.1/2 = **10.53 KN.m.**

M_{ua} = $\frac{Ma}{L} = \frac{10.53}{3.1} = 3.39 \text{ KN.}\frac{\text{m}}{\text{ml}}$.

M_{tor} = M_{ua} × L_{esc}/2 = 3.39 × 4.3/2 = **7.28 KN.m.**

- **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

Ω = (a - b₀) × (h - b₀)

Avec : a = min (b × h)

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm.} \\ \Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750\text{cm}^2. \end{array} \right.$$

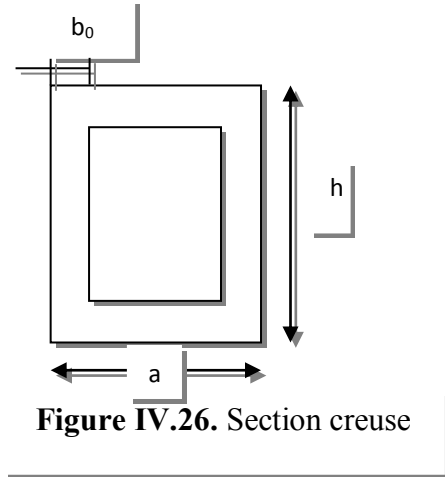


Figure IV.26. Section creuse

- **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{7.28 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = 0.97 \text{ MPa.}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$

$\Rightarrow (0.51)^2 + (0.719)^2 = 0.78 < 11.09$

$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV$

- **Calcul des armatures:**

D'après le BEAL91 : $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec : u : périmètre de la section efficace Ω.

A_s^{tor} : Armatures longitudinales de torsion.

$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 1.10 \text{ m.}$

$A_s^{tor} = \frac{7.28 \times 1100 \times 10^6}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 1.53 \text{ cm}^2.$

Alors les aciers longitudinaux :

- En travée : $A_s^{fle} = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$.
- Sur appui : $A_s^{fle} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$.
- $A_s^{tor} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

• **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a : $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{1.57}{5 \times 110} \times 400 = 1.14 \text{ MPa .}$$

Donc : $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{7.28 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.013 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm.}$$

On adopte : $S_t = 25\text{cm}$.

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.013 \text{ cm.} \Rightarrow A_t = 0.348 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

IV.3.3.6. Schéma de ferrailage :

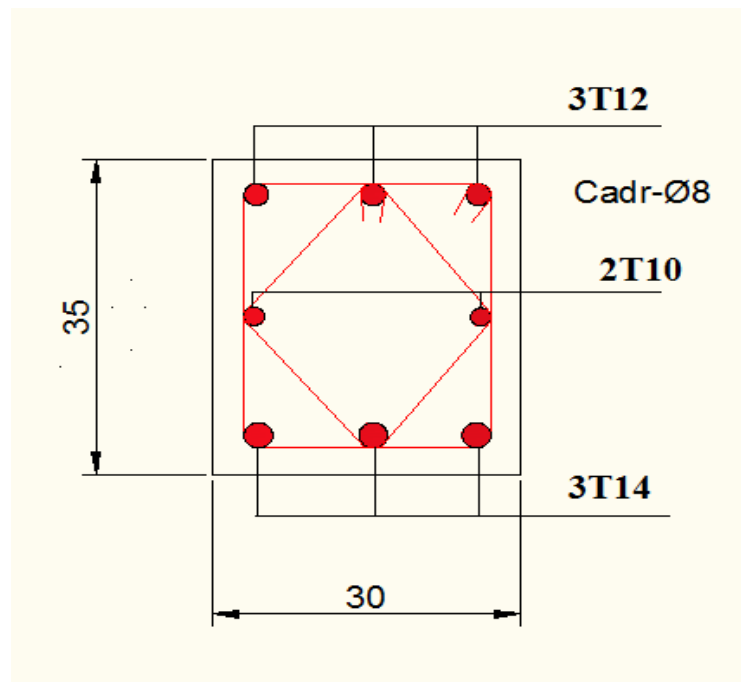


Figure IV.27. Ferrailage de la poutre palière.

IV.4. Balcon

IV.4.1. Pré dimensionnement :

- ✓ balcon est constitué d'une dalle pleine .
- ✓ Il y a un type de balcon :
- ✓ une dalle pleine encastrée dans deux côtés et libre dans les autres côtés.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

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

On a : $L = 1.40 \text{ m} \rightarrow 9.33 < e < 14$

Donc : on adopte l'épaisseur de balcon : $e = 16 \text{ cm}$.

IV.4.1. Calcul du ferrailage :

IV.4.1.1 Introduction :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur deux cotés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme « **SOCOTEC** ».

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre de l'acrotère), et une charge d'exploitation **Q**.

IV.4.1.2. Caractéristique des matériaux :

Dimension de la dalle :

- Longueur a : **3.40 m**.
- Longueur b : **1.40 m**.
- Epaisseur e_p : **0.16 m**.

N	Type	Position
1	Encastré	Ligne $y = 0$
2	Encastré	Ligne $x = 0$

IV.4.1.3. Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	coef	Position
1	Uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalle entire
2	Ponct .	-Z	1.73	1.35	3.4 , 1.4
3	Uniforme	-Z	7.28	1.35	Dalle entire

Tableau IV.73. La position des liaisons et différentes charges.

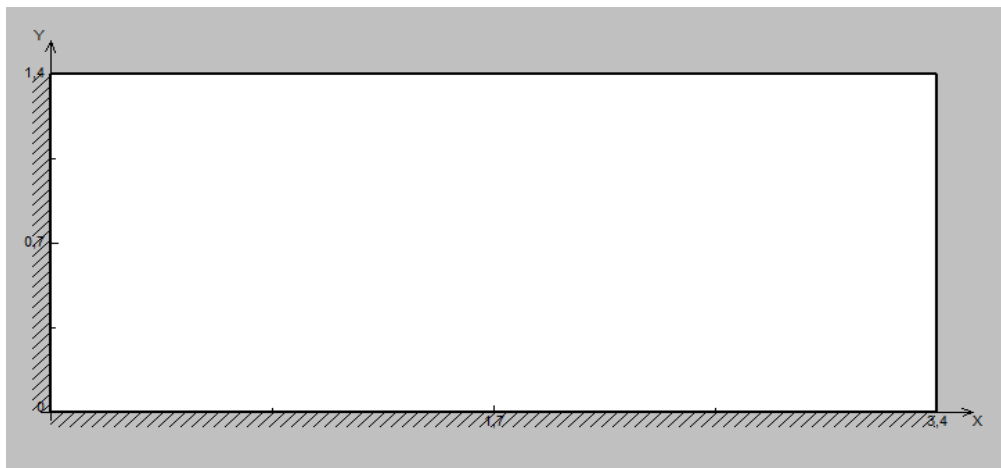


Figure IV.28. Schéma du balcon encastré sur deux côtés.

- Sollicitation de calcul :

❖ L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.078 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 2.335 \frac{\text{KN}}{\text{ml.}}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
Sur appui	0.00	1.40	-11.68
En travée	1.39	1.40	1.48
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
Sur appui	3.40	0.00	-16.17
En travée	0.00	0.00	0.35
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.00	1.40	-38.51
Max	0.77	0.00	5.89
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	3.40	0.00	-30.25
Max	0,00	0.98	10.20

Tableau IV.74. Les résultats des efforts à l'ELU.

❖ L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 10.78 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 1.73 \text{ KN/m.}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
Sur appui	0.00	1.40	-8.36
En travée	1.39	1.40	1.05
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
Sur appui	3.40	0.00	-11.64
En travée	0.00	0.00	0.25
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.00	1.40	-27.56
Max	0.77	0.00	4.22
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	3.40	0.00	-21.82
Max	0,00	0.98	7.30

Tableau IV.75. Les résultats des efforts à l'ELS.

IV.4.1.4. Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

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

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	-11.68	1.48	-16.17	0.35
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	16	16	16	16
d(cm)	14.4	14.4	14.4	14.4
μ	0.0396	0.0050	0.0549	0.0011
α	0.05	0.0062	0.070	0.0013
Z(cm)	14.112	14.36	13.99	14.39
A_s (cm ²)	2.37	0.29	3.32	0.09
A_s (Min)	1.73	1.73	1.73	1.73
$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)	4T10=3.14	4T8=2.01	5T10=3.93	4T8=2.01
S_t (cm)	25cm	25cm	20cm	25cm

Tableau IV.76. Résultats de ferrailage de balcon.

❖ Espacement :

⇒ Sens y-y

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm.}$$

⇒ Sens x-x

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

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = T_{xz} = 38.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 30.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{38.51 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.26 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{30.25 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.21 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

✓ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91.}$$

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

✓ Contrainte du béton à la compression :

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

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

✓ Contrainte d'acier à la traction :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K \times [d - y] \rightarrow \eta = 15.$$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	8.36	1.05	11.64	0.25
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	14.4	14.4	14.4	14.4
As adopté(cm²) ELU	3.14	2.01	3.93	2.01
Yser(cm)	3.24	2.66	3.57	2.66
I(cm ⁴)	6999.83	4782.87	8430.82	4782.87
K(N/mm ³)	0.119	0.021	0.138	0.005
$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	199.20	36.98	224.18	8.80
σ_{bc} (Mpa)	3.85	0.55	4.92	0.133
$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CV
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV

Tableau IV.77. Les résultats de vérification à l'ELS.

❖ Vérification la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{140} = 0.114 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Calcul les armature a l'ELS :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

❖ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

M _{ser} (KN. m)	μ	β	A _{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	A _s adopte (cm ²)	St (cm)
11.64	0.0028	0.9131	4.39	42.53	4.74	Vérifier	4T12=4.52	25

Tableau IV.78. Ferrailage a l'ELS du balcon.

IV.4.1.5 Schéma de ferrailage :

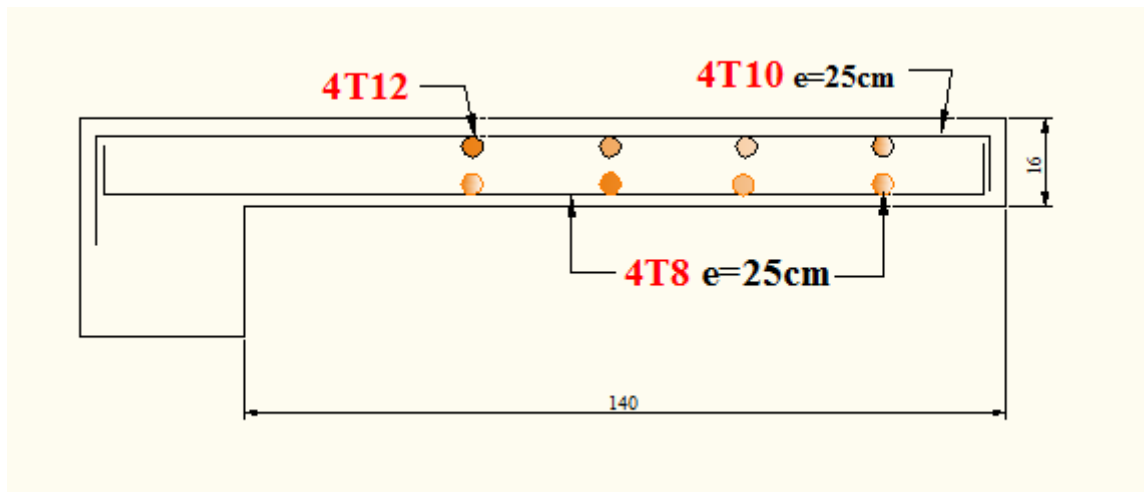
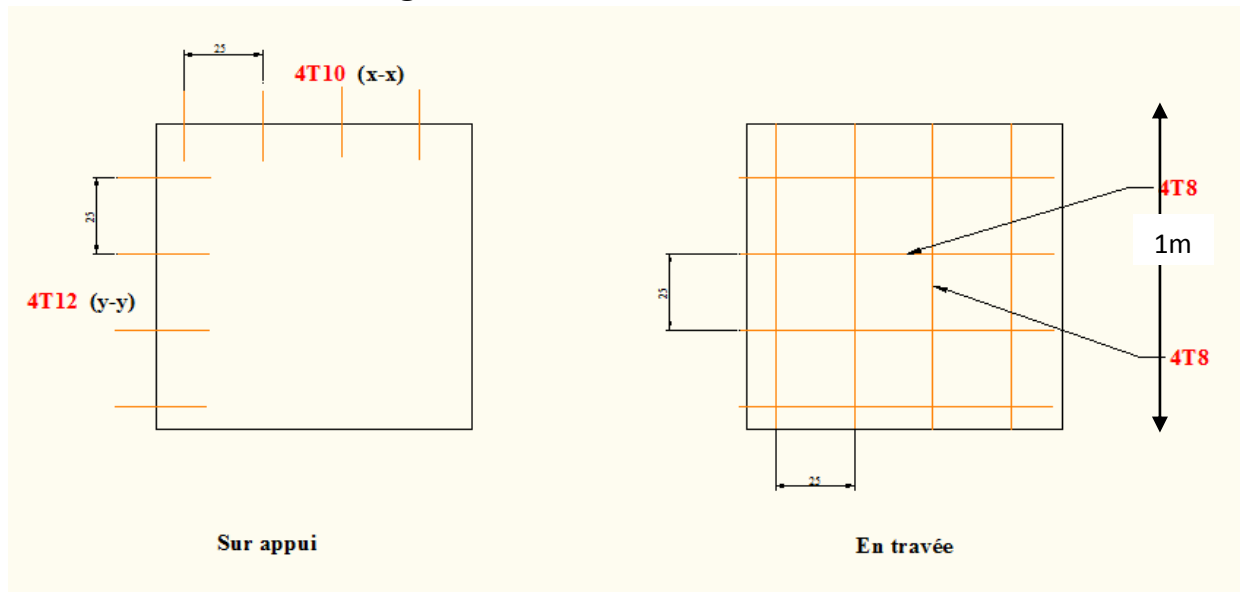


Figure IV.29. Schéma de ferrailage du balcon.

IV.5. L’acrotère

L’acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier plancher. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

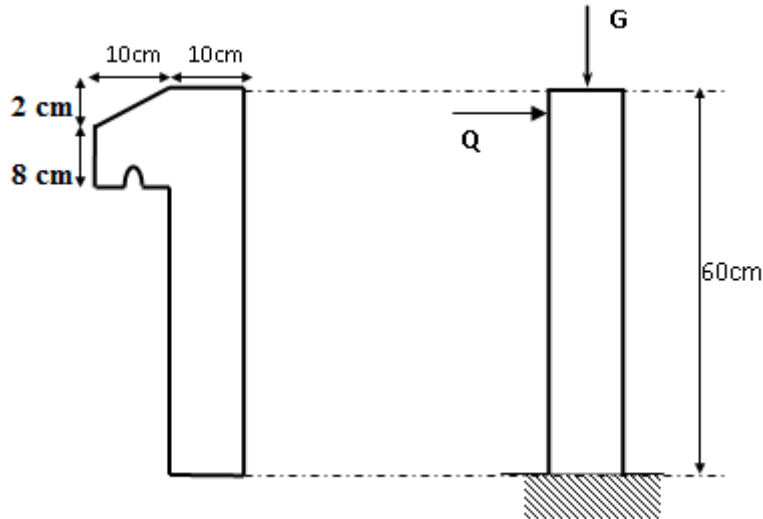


Figure IV.30. La coupe transversale de l’acrotère.

IV.5.1. Calcul du ferrailage :

IV.5.1.1. Evaluation des charges :

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

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	1

Tableau IV.79. Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère.

IV.5.1.2. Détermination de l’effort due au séisme :

D’après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l’action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P \quad \text{Avec:} \begin{cases} A = 0,15 \\ C_P = 0,80 \\ W_P = 1.725 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

D’où :

A: coefficient d’accélération de zone (groupe d’usage 2, zone IIa).

C_P: facteur de force horizontale (tabl. 6.1 du RPA99 v2003).

W_P : poids de l'acrotère.

Donc : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,725 \Rightarrow F_P = 0,828 \text{ KN/ml}$.

III.4.1.3. Calcul des sollicitations :

On calcule les sollicitations agissantes sur l'acrotère, et qui sont :

$$\text{Sous } G : \begin{cases} N_G = G = 1,725 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ M_G = 0 \\ T_G = 0 \end{cases}$$

$$\text{Sous } Q : \begin{cases} N_Q = 0 \\ M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m.} \\ T_Q = 1 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Sous } F_P : \begin{cases} N_{F_P} = 0 \\ M_{F_P} = F_P \times H = 0,828 \times 0,6 = 0,496 \text{ KN.m.} \\ T_{F_P} = F_P = 0,828 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

On a : $F_P \leq Q$ alors , le ferrailage sera donc donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_G = 1,725 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ M_Q = 0,6 \text{ KN.m.} \\ T_Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

IV.5.1.4. Combinaison des sollicitations :

Les sollicitations dues aux poids propre G ne doivent pas être majorées, parce que l'effort dû au poids propre joue un rôle de stabilisation :

$$\text{ELU} : \begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 2,328 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 0,9 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} N_u = N_G + N_Q = 1,725 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ M_u = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m.} \\ T_u = T_G + T_Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

VI.5.1.5. Calcul de l'excentricité à l'ELU :

La combinaison à considérer est : $1,35G+1,5Q$.

$N_u=2,328 \text{ KN/ml}$.

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

- Excentricité "e" :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.328} = 0.386 \text{ m.}$$

- La nature de la section :

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m.}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ Le centre de pression "C" se trouve en de hors de la section

\rightarrow La section est partiellement comprimée.

D'après le BAEL 91 : la flexion avec compression apparait un risque de flambement.

Donc : il faut majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué .

- 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 de l' acrotère .

λ : l élancement.

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

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

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0.386}{0.1} = 258.62$$

$$\lambda_{max} \leq \text{Max} \{ 50; \min [258.62; 100] \} \rightarrow \lambda_{max} = 100$$

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

Donc : le calcul de flambement n'est pas nécessaire

- L'excentricité total :

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

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

e_a : excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité dus aux efforts de second ordre

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 0.24 \}$$

$$e_2 = \left\{ \frac{3(I_f)^2}{10000 h} \right\} \times (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow \alpha = 0 \text{ et } \emptyset = 2, G \text{ ne résulte aucun moment}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} \times 2 + 0 = 0.00864 \text{ m.}$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2 = 0.386 + 0.02 + 0.00864 = \mathbf{0.414m.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$M_u = N_u \times e_t = 2.328 \times 0.414 = \mathbf{0.963KN.m.}$$

- Sollicitation majorées " δ_f ":

Calcul de coefficient de majoration " δ_f ":

$$\delta_f = \left\{ \begin{array}{l} \min \left[1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right] \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{array} \right\}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.386}{0.1} = 3.86 > 0.75$$

$$\delta_f = \min \left[1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right]$$

$$\rightarrow \min \left[1 + 0.15 \times \left(\frac{41.56}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.386} ; 1.4 \right] \rightarrow \min[1.054 ; 1.4]$$

$$\delta_f = \mathbf{1.054}$$

- ✓ Etat limite ultime :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.054 \times 2.328 = \mathbf{2.453 KN.}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_{\text{tot}} = 2.453 \times 0.414 = \mathbf{1.015 KN.m.}$$

- ✓ Etat limite service :

$$N_{\text{ser}}^* = \delta_f \times N_{\text{ser}} = 1.054 \times 1.725 = \mathbf{1.818 KN.}$$

$$M_{\text{ser}}^* = N_{\text{ser}}^* \times e_{\text{tot}} = 1.818 \times 0.414 = \mathbf{0.752 KN.m.}$$

IV.5.1.6 Ferrailage de l'acrotère :

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

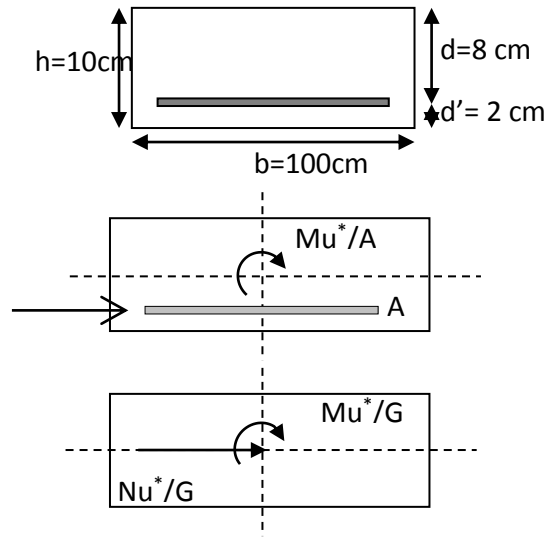


Figure IV.31. Coupes transversales de l'acrotère.

- Calcul à l'état limite ultime :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

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

- Position de centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.015}{2.453} = 0.413 \text{ m.}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m.}$$

$e > e_0$: la section est partiellement comprimée.

- Calcul à la flexion simple :

Le calcul des sollicitations par rapport à la zone tendue.

1- Etat limite ultime :

✓ Calcul des contraintes :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

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

✓ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.015 + 2.453 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.088 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.088 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.011.$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < \mu_{lim} = 0.186 \rightarrow \text{Section simplement armée (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.011.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7(1 - 0.4 \times 0.011) = 6.969 \text{ cm.}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.088 \times 10^6}{69.69 \times 348} = 44.86 \text{ mm}^2 = 0.44 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = A_{su}^* - \left[\frac{N_u^*}{f_{su}} \right] = 0.44 - \left[\frac{2.453}{348} \right] = 0.43 \text{ cm}^2.$$

2- Etat limite service :

1) Calcul des contraintes admissibles :

○ Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

○ Acier :

- Fissuration préjudiciable : $\eta=1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] \min [266.66 ; 201.63] \right. \\ \left. = 201.63 \text{ MPa.} \right.$$

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.752 + 1.818 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.80 \text{ KN.m.}$$

2) Calcul du moment limite service « M_{il} »:

$$M_{il} = \mu_r b d^2 \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \mu_r = \frac{\left(\frac{\alpha_r}{2} \right)}{\left(1 - \frac{\alpha_r^2}{3} \right)}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \overline{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_r = 0.29 \rightarrow M_{il} = 0.29 \times 0.08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 27.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser}^a = 0.80 < M_{il} = 27.84 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.065 \text{ m.}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{Z \times \overline{\sigma}_s} = \frac{0.80 \times 10^6}{0.065 \times 10^3 \times 201.63} = 61.04 \text{ mm}^2 = 0.61 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[\frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 0.61 \times 10^2 - \left[\frac{1.818 \times 10^3}{201.63} \right] = 51.98 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2$$

3) Ferrailage minimal :

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

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

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

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

$$A_s = \text{Max} \{A_u; A_{ser}; A_{s \min}\}.$$

$$A_s = \text{Max} \{0.43; 0.51; 0.966\} \rightarrow A_s = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}.$$

On adopte le ferrailage : **4T8** $A_s = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$.

4) Vérification des contraintes :

$$\text{On vérifier que : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{array} \right\}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ Mpa}}.$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \{266.66 ; 201.63\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}.$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ Avec } A'_s = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Solution d'équation de deuxième degré :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s)$$

$$y = \mathbf{1.92 \text{ cm}} \rightarrow I = \mathbf{1350.46 \text{ cm}^4}.$$

a. Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6 \times 10^6}{1350.46 \times 10^4} = \mathbf{0.044 \text{ N/mm}^3}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.044 \times 1.92 \times 10 = \mathbf{0.844 \frac{N}{\text{mm}^2}}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.844 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \mathbf{cv}$$

b. Vérification des contraintes des l'armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \times K(d-y) \rightarrow \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.2) = \mathbf{40.12 \text{ Mpa}}.$$

$$\sigma_s = 40.12 < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \mathbf{cv}$$

c. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\overline{\tau_u} = \mathbf{3.33 \text{ Mpa}}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}.$$

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

$$\tau_u = 0.018 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

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

✓ Armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.525 \text{ cm}^2.$$

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

✓ L'espace Maximal :

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

✚ Dans le sens le moins sollicité

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

IV.5.1.7. Schéma de ferrailage :

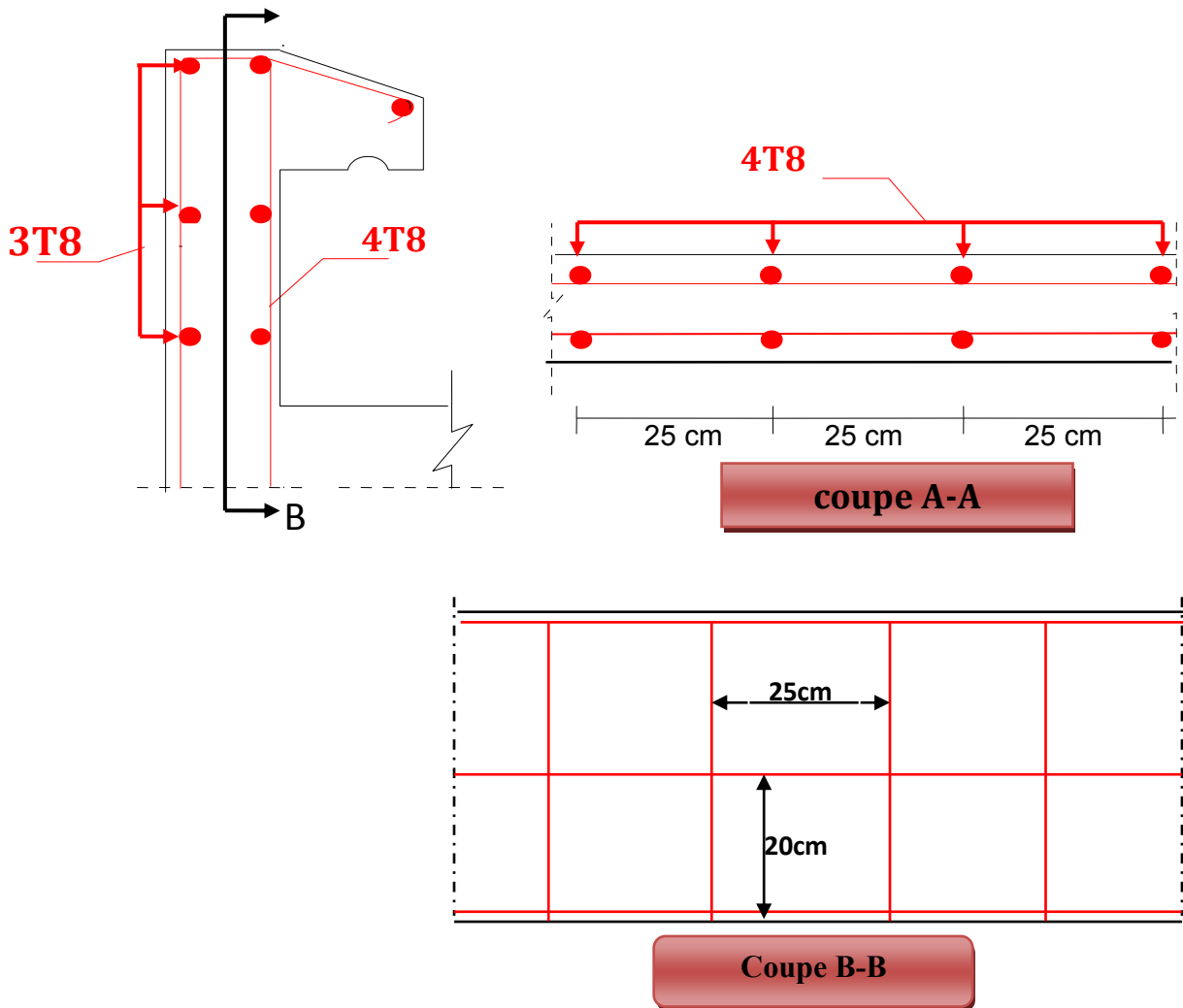


Figure IV.32. Ferrailage de l'acrotère.

V.1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

La région, le site, l'altitude, et les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**.

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent réparti sur la hauteur.

V.2. Application de RNV 99

V.2.1. La vérification d la stabilité d'ensemble :

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

V.2.2. Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

➤ Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (**3.1page 51**), pour :

a. Sens x :

- $h = 33.14 \text{ m}$
- $b = 21.45 \text{ m}$ → Après l'interpolation : $C_d = 0.94 < 1.2$

b. Sens y :

- $h = 33.14 \text{ m}$
- $b = 22.55 \text{ m}$ → Après l'interpolation : $C_d = 0.94 < 1.2$

C_d Dans les deux directions est inférieur à **1.2**, Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

V.2.3. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des **RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage, avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

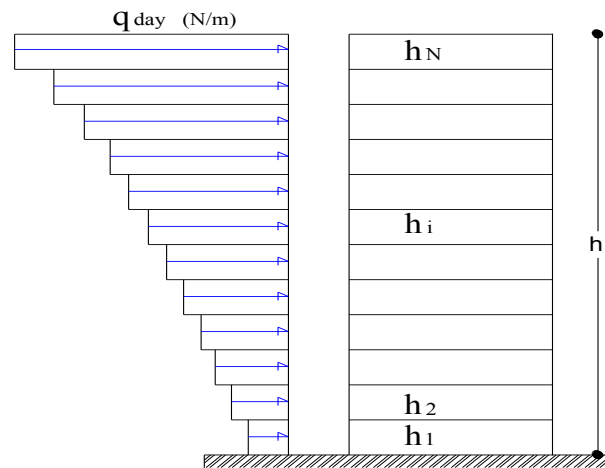


Figure V.1 Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée Par la **RNV99** (formule 2.12 page 45)

$$\rightarrow Q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_j)$$

Avec :

- z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .
- $q_{réf}$: est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le **RNV99** (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent.

V.2.4. Détermination de coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ; $C_e(z)$ est donnée Par la **RNV99** (for 2.13 page 46).

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Avec :

- C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, sa valeur est donnée par **RNV99 (tab 2.5 page 48)**.

$$\text{site plat} \rightarrow C_T(z_{eq}) = 1$$

- K_T : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99 (tableau 2.4 page 47)**.
- C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent, sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z \leq z_{min}$$

Avec :

- Z_0 : paramètre de rugosité.
- Z_{min} : hauteur minimale.

Sa valeur (Z_0, Z_{min}) est donnée par **RNV99 (tab 2.4 page 47)**.

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
IV	0.24	1	16

Tableau V.1. définition des catégories de terrain.

V.2.5. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

	Z(j)	C_r	C_t	C_e	$Q_{réf}$	Q_{dyn}
RDC	1.7	0.665	1	1,559425	375	584,7855
1	4.93	0.665	1	1,559425	375	584,7855
2	7.99	0.665	1	1,559425	375	584,7855
3	11.05	0.665	1	1,559425	375	584,7855
4	14.11	0.665	1	1,559425	375	584,7855
5	17.17	0.682	1	1,610884	375	604.0815
6	20.23	0.721	1	1.731121	375	649.170375
7	23.29	0.755	1	1.838425	375	689.409375
8	26.35	0.785	1	1.935025	375	725.634375
9	29.41	0.812	1	2.023504	375	758.814
Buanderie	30.51	0.820	1	2.05	375	768.75

Tableau V.2. Valeurs de C_r et C_e et de Q_{dyn} Selon la hauteur Z.

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5.1 page 64)**.

- $C_{pe} = C_{pe1}$ Si $S \leq 1 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$. Si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Si $S \geq 10 \text{ m}^2$.

Avec :

- $S (\text{m}^2)$: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

➤ **Parois verticales :**

D'après RNV99 (fig5.1 page 64) il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

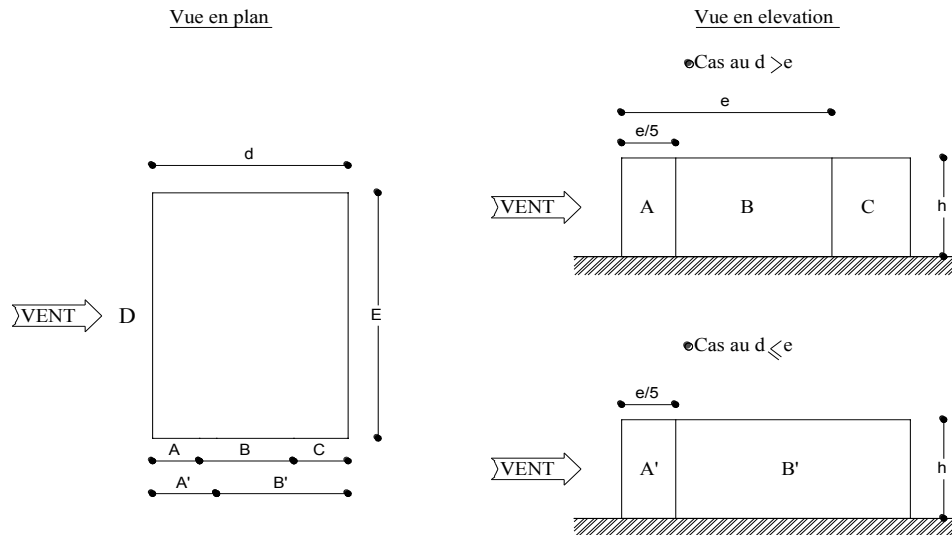


Figure V.2. Légendes pour les parois verticales.

a. **Sens transversal (X-X) :**

- $e = \text{Min}[b, 2h]$.
- $h = 33.14 \text{ m}$; $d = 21.45 \text{ m}$; $b = 22.55 \text{ m}$.

Donc : → $e = b = 22.55 \text{ m}$.

Avec :

- b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h : La hauteur totale de la construction.
- d : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On a $d \leq e$ donc :

La surface de la paroi considérée est : $S = b \times h = 22.55 * 33.14 = 747.31 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$.

- Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
-1.00	-0.80	+0.8	-0.3

Tableau V.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X).

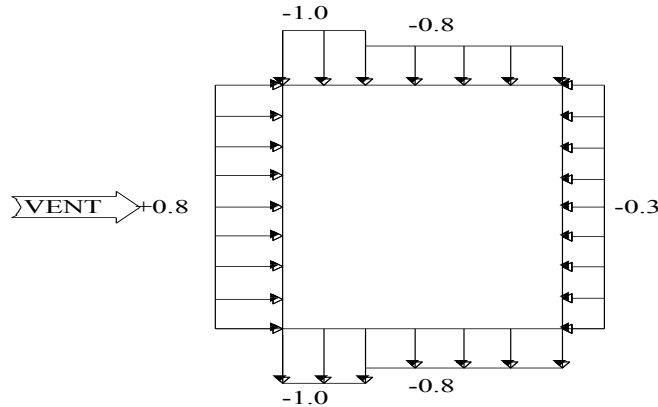


Figure V.3. La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X.

b. Sens longitudinal(Y-Y) :

- $e = \text{Min}[b, 2h].$
- $h = 33.14 \text{ m}; d = 22.55\text{m}; b = 21.45 \text{ m}.$

Donc : $\rightarrow e = b = 21.45\text{m}.$

On a : $d > e \rightarrow$ donc :

La surface de la paroi considérée est : $S = b \times h = 21.45 \times 33.14 = 710.853 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

- Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau V.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(Y-Y).

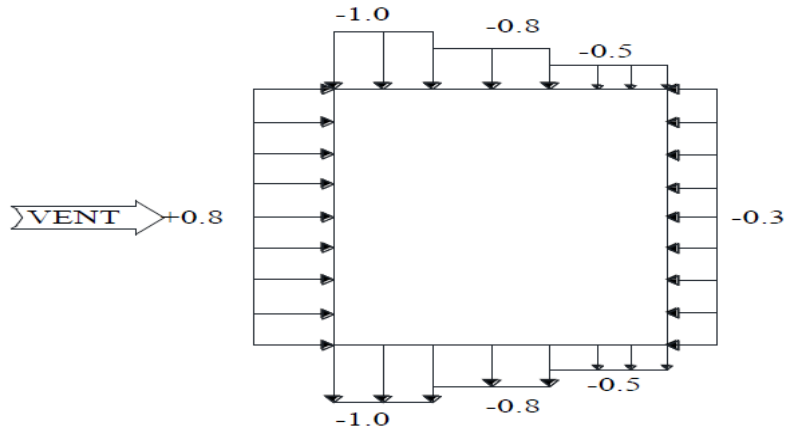


Figure V.4. La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y.

➤ Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).

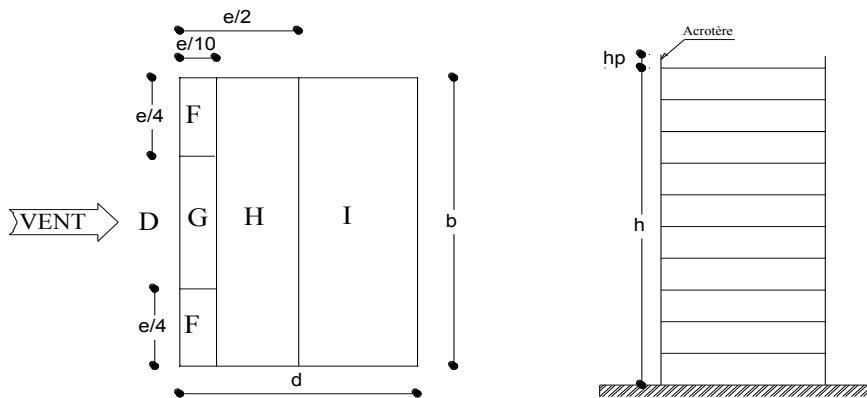


Figure V.5. Légende pour les toitures plates.

Donc d’après RNV99 (tableau 5.2 page 66), les valeurs de coefficient de pression extérieure sont représentées dans le tableau suivant :

	F		G		H		I	
	C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe10}	C _{pe1}
h_p/h = 0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
h_p/h = 0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
h_p/h = 0.10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau V.5. Coefficients de pression extérieure de la terrasse.

Dans notre cas : $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{30.94} = 0.019$

- **h_p** : la hauteur de l’acrotère.

a. Sens (X-X)

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 22.55 \text{ m.}$

Avec :

- b : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- h : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

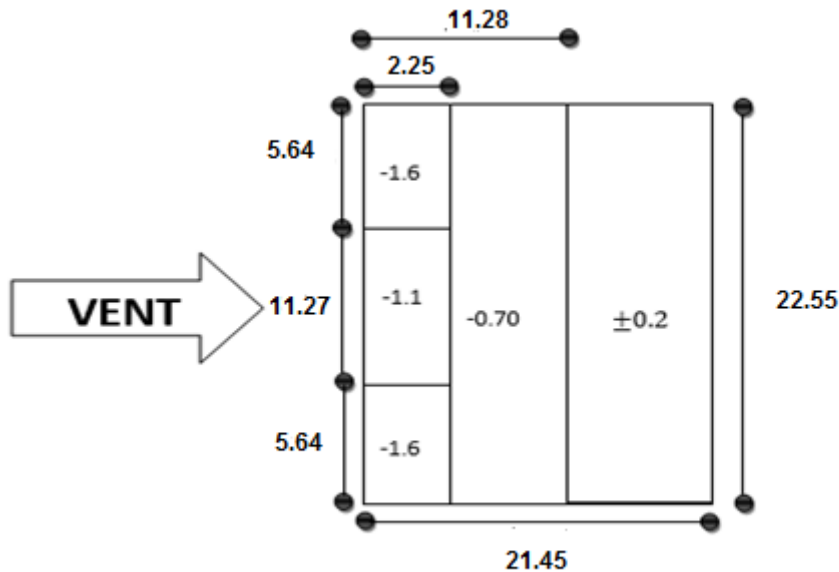


Figure V.6. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens X-X.

b. Sens (Y-Y) :

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 21.45 \text{ m.}$

Avec :

- b : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- h : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

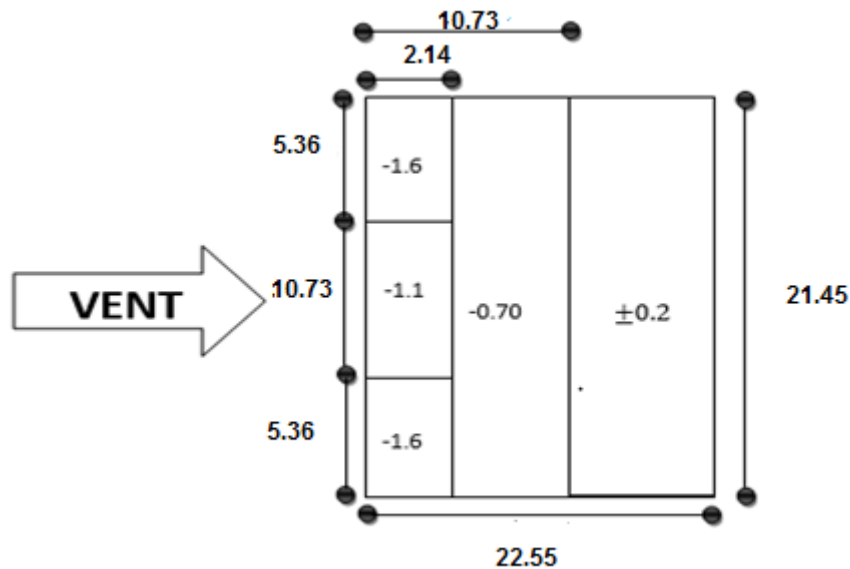


Figure V.7. La distribution de Cpe sur la toiture sens Y-Y .

V.2.6. Détermination du coefficient de pression nette C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

- $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

V.2.6.1. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

D'après RNV99 (art 2.2.2 page 79) Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures et : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$.

a. Sens X-X :

1. Pour : $C_{pi} = 0.8$.

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pe10}$	C_p
A'	0.8	-1.0	-1.8
B'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	±0.2	-0.6 ou -1

Tableau V.6. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$ Sens X-X.

2. Pour : $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pe10}$	C_p
A'	-0.5	-1.0	-0.5
B'	-0.5	-0.8	-0.3
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	± 0.2	+0.7 ou +0.3

Tableau V.7. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=-0.5$ Sens X-X.

Sens Y-Y :

1. Pour : $C_{pi} = 0.8$.

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pe10}$	C_p
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	± 0.2	-0.6 ou -1

Tableau V.8. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$ Sens Y-Y.2. Pour : $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pe10}$	C_p
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	± 0.2	+0.7 ou +0.3

Tableau V.9. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=-0.5$ Sens Y-Y.

V.2.7. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La valeur du coefficient de pression de vent q_j et donnée par **RNV99 (2.1 page40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j).$$

Avec :

- C_d : Coefficient dynamique de la construction.
- W : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j , en $\frac{N}{m^2}$.
- W_j : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}].$$

On prend par exemple : $Z_j = 29.41 \text{ m}$; $q_{dyn} = 758.814 \frac{N}{m^2}$

a. Sens transversal (X-X) :

- Pour $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_d	C_p	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.94	-1.8	-1365.87	-1283.9178
B'	0.94	-1.6	-1214.10	-1141.254
D	0.94	0	0	0
E	0.94	-1.1	-834.70	-784.618

Tableau V.10. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ Sens X-X.

- Pour $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_d	C_p	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.94	-0.5	-379.407	-356.64258
B	0.94	-0.3	-227.6442	-213.985548
D	0.94	+1.3	986.4582	927.270708
E	0.94	+0.2	151.7628	142.657032

Tableau V.11. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ Sens X-X.

b. Sens longitudinal (Y-Y) :

- Pour $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_d	C_p	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.94	-1.8	-1365.8652	-1283.913288
B	0.94	-1.6	-1214.1024	-1141.256256
C	0.94	-1.3	-986.4582	-927.270708
D	0.94	0	0	0
E	0.94	-1.1	-834.6954	-784.613676

Tableau V.12. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ Sens Y-Y.

- Pour $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_d	C_p	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.94	-0.5	-379.407	-356.64258
B	0.94	-0.3	-227.6442	-213.985548
C	0.94	0	0	0
D	0.94	+1.3	986.4582	927.270708
E	0.94	+0.2	151.7628	142.657032

Tableau V.13. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ Sens Y-Y.V.2.8. Calcul des forces de frottement f_{fr} :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement f_{fr} est donnée par RNV99 (formule 2.8 page 42) :

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}).$$

Avec :

- j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .
- $S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j .
- $C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

D'après RNV99 (l'artc1.4.2 page 41). Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$ et $\frac{d}{h} \geq 3$ soit vérifié.

Avec :

- **b** : la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent
- **h** : la hauteur de la construction,
- **d** : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

a. Sens longitudinal (X-X) :

- $b = 22.55 \text{ m}$; $d = 21.45 \text{ m}$; $h = 30.94 \text{ m}$.
- $\frac{d}{b} = \frac{21.45}{22.55} = 0.95 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV.}$
- $\frac{d}{h} = \frac{21.45}{30.94} = 0.69 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV.}$

b. Sens transversal longitudinal (Y-Y) :

- $b = 21.45 \text{ m}$; $d = 22.55 \text{ m}$; $h = 30.94 \text{ m}$.
- $\frac{d}{b} = \frac{22.55}{21.45} = 1.05 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV.}$
- $\frac{d}{h} = \frac{22.55}{30.94} = 0.72 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV.}$

La force de frottement est négligeable.

V.2.9. Détermination de la force résultante f_{frj} :

La force résultante **R** se décompose en deux forces : Horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

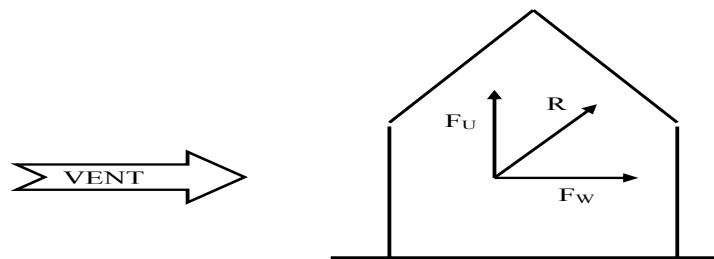


Figure V.8. Force résultante R.

- F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum(\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{f}_{rj}$$

- Σ : La Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)
- q_j : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j .
- S_j : Aire de l'élément de surface j .
- f_{rj} : Forces de frottement. \rightarrow Notre cas : $\Sigma f_{rj} = 0$.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

	Z(j)	Zone	S_x	Q_{dyn}	$q_{jx,y}$	$R_{x,y}$
			(m ²)	N/m ²	N/m ²	N
RDC	1.7	-1.1	69.615	584,7855	-604.668207	-42093.97723
1	4.93	-1.1	69.615	584,7855	-604.668207	-42093.97723
2	7.99	-1.1	69.615	584,7855	-604.668207	-42093.97723
3	11.05	-1.1	69.615	584,7855	-604.668207	-42093.97723
4	14.11	-1.1	69.615	584,7855	-604.668207	-42093.97723
5	17.17	-1.1	69.615	604.0815	-624.620271	-43482.94017
6	20.23	-1.1	69.615	649.170375	-671.2421367	-46728.52135
7	23.29	-1.1	69.615	689.409375	-712.8492938	-49625.00359
8	26.35	-1.1	69.615	725.634375	-750.3059438	-52232.54828
9	29.41	-1.1	69.615	758.814	-784.613676	-54620.88105
Total						-457159.7806

Tableau V.14. Force résultante suivant sens x-x

	Z(j)	Zone	S_y	Q_{dyn}	$q_{jx,y}$	$R_{x,y}$
			(m ²)	N/m ²	N/m ²	N
RDC	1.7	-1.1	66.212	584,7855	-604.668207	-40036.29132
1	4.93	-1.1	66.212	584,7855	-604.668207	-40036.29132
2	7.99	-1.1	66.212	584,7855	-604.668207	-40036.29132
3	11.05	-1.1	66.212	584,7855	-604.668207	-40036.29132
4	14.11	-1.1	66.212	584,7855	-604.668207	-40036.29132
5	17.17	-1.1	66.212	604.0815	-624.620271	-41357.35738
6	20.23	-1.1	66.212	649.170375	-671.2421367	-44444.28436
7	23.29	-1.1	66.212	689.409375	-712.8492938	-47199.17744
8	26.35	-1.1	66.212	725.634375	-750.3059438	-49679.25715
9	29.41	-1.1	66.212	758.814	-784.613676	-51950.84072
Total						-434812.3737

Tableau V.15. Force résultante suivant sens y-y.

V.3. Conclusion

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme (dans le chapitre V), on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

VI.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature des matériaux considérés, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300 km ; cette profondeur n'est pratiquement jamais supérieure à 700 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité, ils peuvent être à l'origine de vastes dislocations, appelées « failles ».

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à **l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003**, la structure sera en contreventement mixte (voiles et portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude on fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, on utilisant le logiciel **ETABS V 2009**.

VI.2. Objectifs et Exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en évidence de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour les quels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

VI.3. Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (**RPA99 version2003**) offrent trois méthodes de calcul :

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

VI.3.1. Présentation de 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 a priori par le projeteur.

VI.3.2. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.
- La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :
 - L'établissement d'une bonne modélisation.
 - Le choix judicieux des modes à retenir.
 - La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

VI.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.

VI.3.4. Choix de la méthode de calcul :

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis, car elle est irrégulière en plan et en élévation, elle se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du **RPA99/version2003**, la méthode à utiliser

dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

VI.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
- 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 VI.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 VI.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 :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{11.55}{21.45} = 0.53 < 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- **Selon y :**

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{9.05}{22.55} = 0.40 < 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

- **Régularité en élévation :**

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc L'ouvrage est classe comme irrégulier en plan et en élévation.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone Iia	A=0,15
Classification des ouvrages selon Leur importance	Groupe 2	
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0,15 s T2 = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement Mixte portiques – voiles.	R = 5 CT = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan Régulier en élévation	Bâtiment irrégulier

Tableau VI.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 :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère Q	Valeur de P _q (x)		Valeur de P _q (y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05		0.05
2. Redondance en plan		0.05		0.05
3. Régularité en plan		0.05		0.05
4. Régularité en élévation		0.05		0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0		0	

Tableau VI.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

Donc : **Q_x = Q_y = 1.2**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (article 4.2.3)}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

RPA99 (article 4.2.3).

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir le **tableau (4,2, RPA99/V2003)**.

On a un contreventement mixte :

- Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.
- Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

RPA 99 (article 4.2.3).

Donc, pour une construction mixte $\begin{cases} \xi = 10 \% \\ \eta = 0.764 \end{cases}$

VI.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS

VI.5.1. Spectre de réponse de calcul :

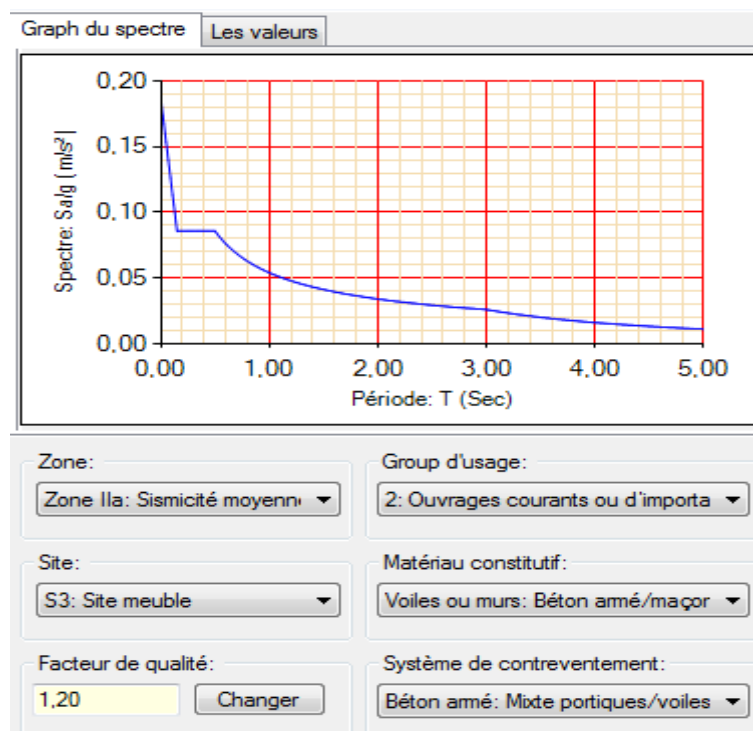


Figure VI.1. Le spectre de réponse.

VI.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.

VI.5.2.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS 9.7 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 9.7 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

VI.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.

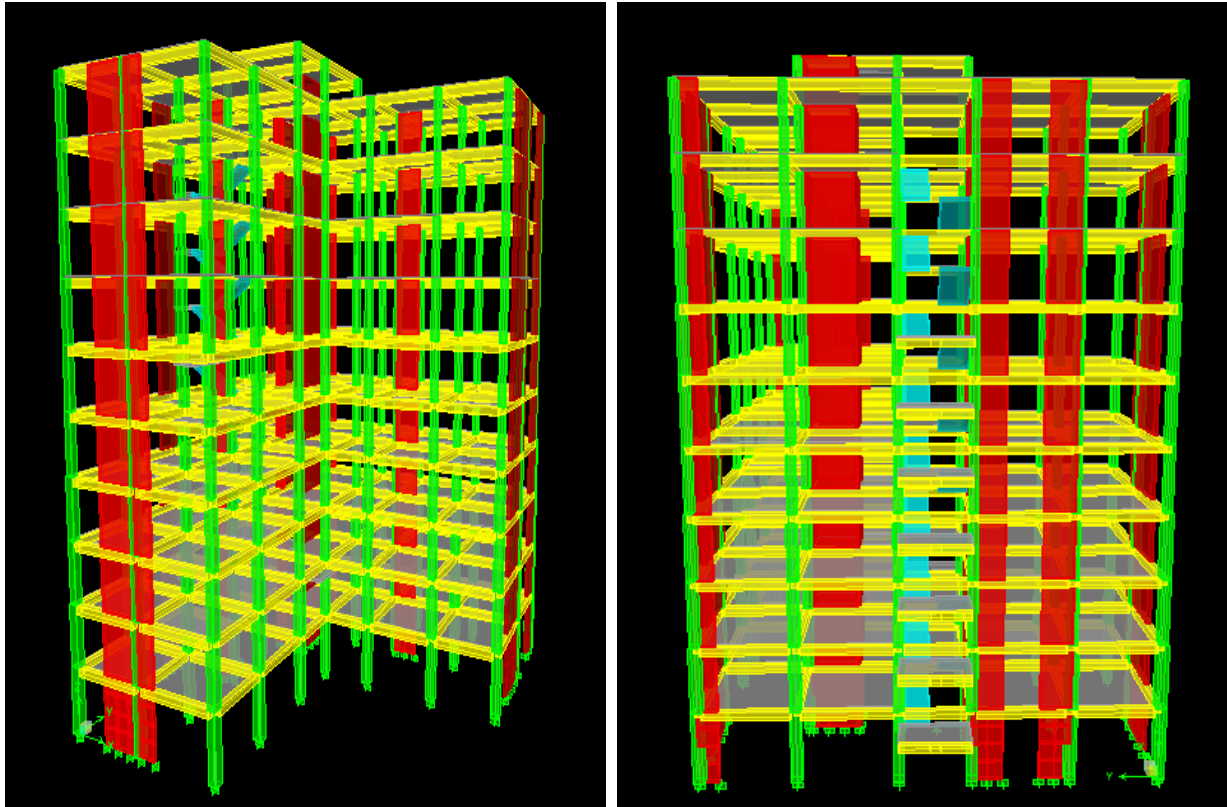


Figure VI.2. Modélisation de la structure de tour par ETABS.

VI.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 $2,5t/m^3$.

VI.5.2.4. Nombre de modes à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4)**, 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 à 90% au moins 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.

VI.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 : $1,35G + 1,5Q$, CBA 93, A. 3. 3. 2
- ELS : $G + Q$, CBA93, A. 3. 3. 2
- $G + Q + E_x$, 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.

VI.7. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

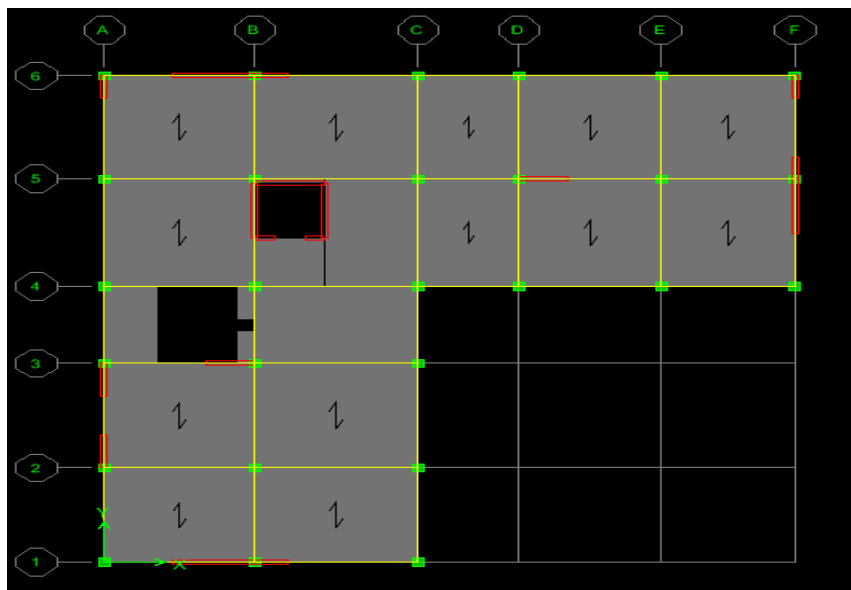


Figure VI.3. la disposition des voiles proposés .

Cas 1 : Structure en portique « sans voile » :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,402813	0,013	76,107	0,013	76,107	1,0507	1,0507
2	1,283099	64,0739	0,2735	64,0869	76,3804	12,4289	13,4795
3	1,172935	12,8762	0,8226	76,963	77,203	63,6441	77,1236
4	0,484924	0,0036	11,2448	76,9666	88,4478	0,1102	77,2338
5	0,448342	10,5642	0,032	87,5308	88,4799	1,3647	78,5985
6	0,411723	1,342	0,0786	88,8728	88,5585	10,0177	88,6162
7	0,280116	0,0014	4,5989	88,8742	93,1574	0,0269	88,6431
8	0,259408	4,3004	0,0067	93,1746	93,1641	0,3473	88,9904
9	0,240032	0,3478	0,02	93,5224	93,1841	4,2331	93,2235
10	0,190572	0,0004	2,2313	93,5229	95,4154	0,0071	93,2306

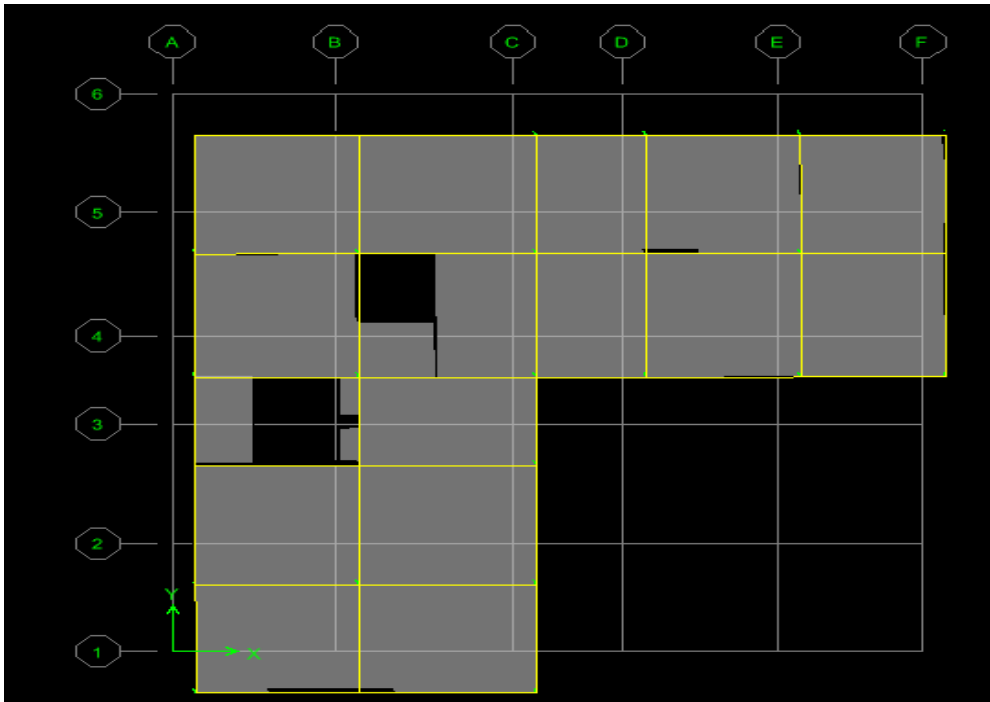
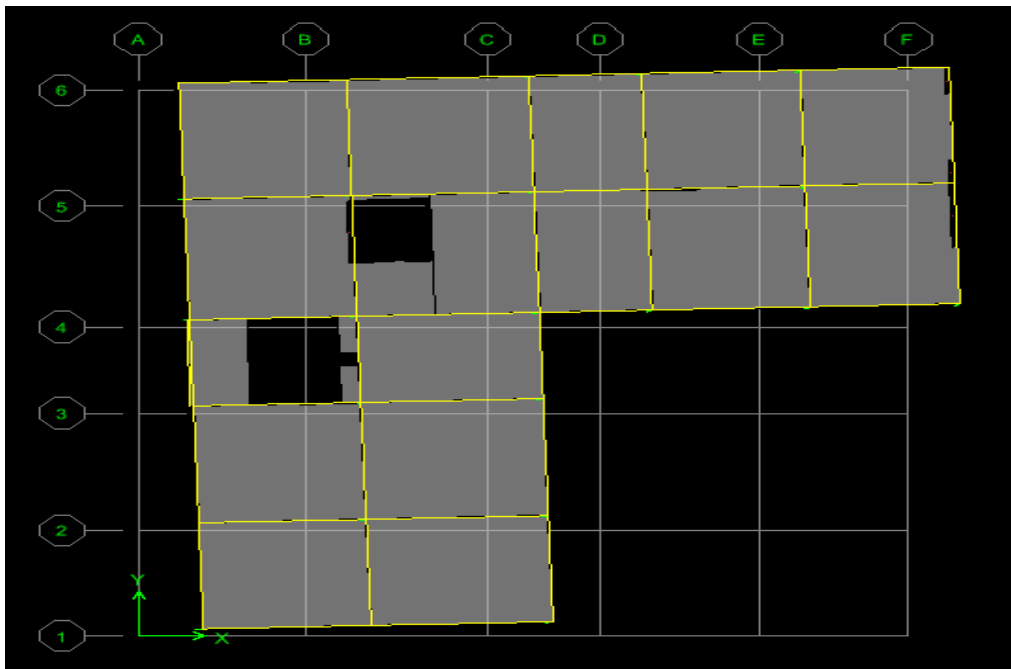
Tableau VI.5. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

2^{ème} cas : système contreventement avec voile :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,828317	9,4296	62,0035	9,4296	62,0035	0,0024	0,0024
2	0,791554	60,1291	9,5746	69,5587	71,5781	2,0375	2,0399
3	0,638681	1,9838	0,325	71,5425	71,9031	69,2659	71,3058
4	0,237526	0,3246	14,513	71,8672	86,416	0,0378	71,3436
5	0,228941	14,9456	0,2094	86,8128	86,6255	0,218	71,5616
6	0,179178	0,1967	0,0909	87,0095	86,7163	15,1628	86,7244
7	0,112884	0,199	5,863	87,2084	92,5793	0,0576	86,782
8	0,109596	5,7434	0,2307	92,9519	92,81	0,0782	86,8602
9	0,08277	0,1048	0,1116	93,0567	92,9216	5,9721	92,8323
10	0,075555	0,9587	0,1371	94,0154	93,0587	0,2041	93,0364

Tableau VI.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.

❖ Les modes propres :

1^{re} mode :Figure VI.4. Premier mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.82s$).2^{eme} mode :Figure VI.5. Deuxième mode de déformation (translation suivant x) ($T=0.79 s$).

3^{ème} mode :

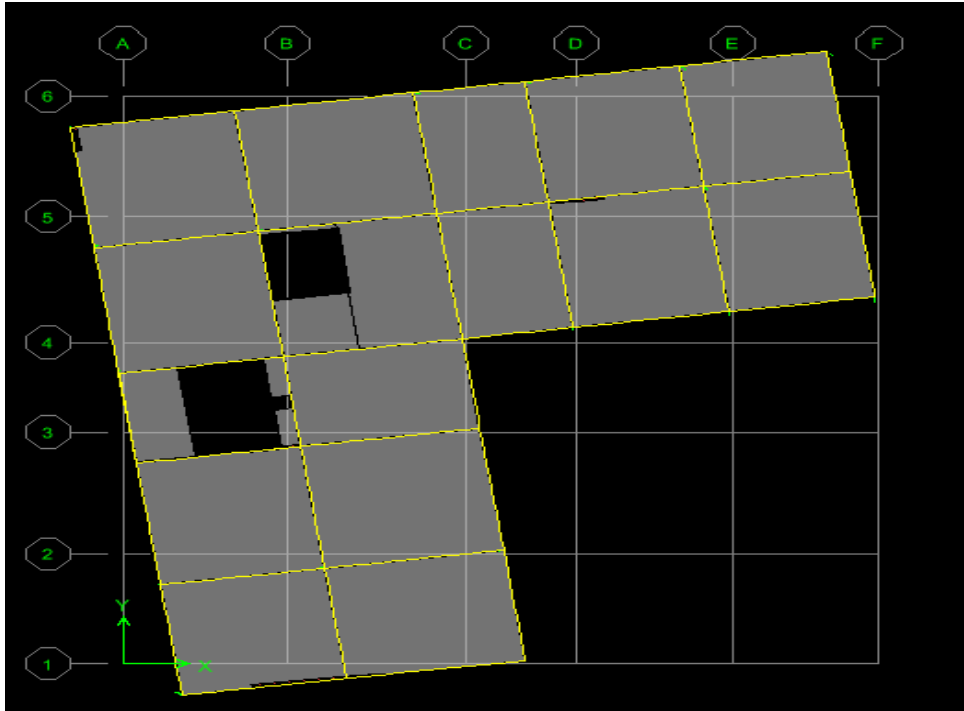


Figure VI.6. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.63$ s).

VI.8. La période fondamentale théorique

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

a. Par la formule empirique : $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

Avec :

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

$$h_N = 33.14 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. RPA (tableau 4.6).

$$C_T = 0.05$$

$$\text{D'où : } T = 0.05 \times 33.14^{\frac{3}{4}} = 0.69 \text{ s.}$$

b. Par la formule : $T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x : } D = 21.45 \text{ m} \rightarrow T_x = \frac{0.09 \times 33.14}{\sqrt{21.45}} = \mathbf{0.64 \text{ s.}} \\ \text{Sens y : } D = 22.55 \text{ m} \rightarrow T_y = \frac{0.09 \times 33.14}{\sqrt{22.55}} = \mathbf{0.63 \text{ s.}} \end{array} \right.$$

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

- Une période fondamentale : $T_{\text{dynm}} = \mathbf{0.83 \text{ sec}}$.
- Une période empirique : $T_{\text{emp}} = \mathbf{0.69 \text{ sec}}$.

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 T_{emp} appropriées de plus de 30 %.

- $1.3 \times T_{\text{emp}} = \mathbf{0.897 \text{ sec}} \geq T_{\text{dynm}} = \mathbf{0.83 \text{ sec}}$ CV
- La 1^{ère} mode et 2^{ème} mode est des modes de translation.....CV
- La 3^{ème} mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèlè effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (8^{ème} mode) .

VI.9. Le poids totale de la structure

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après :(le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents est à celles de équipements fixes 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 : $\beta = \mathbf{0,20}$

Niveau	Poids (KN)
Buanderie	530.68
Etage 9	3512.77
Etage 8	3278.6
Etage 7	3278.6
Etage 6	3356.06
Etage 5	3356.06
Etage 4	3356.05
Etage 3	3437.72
Etage 2	3443.84
Etage 1	3575.8
RDC	3701.47
Total	34827.65

Tableau VI.7. Poids total de la structure.

VI.10. Vérifications réglementaires

VI.10.1. 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 De la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

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

❖ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

VI.10.2. 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 :

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x \quad , \quad L_x = 21.45m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.072 m.$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y \quad , \quad L_y = 22.55 m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.127 m.$$

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	8,43	13,186	9,196	13,088	0.766	0.098	1.072	1.127
ETAGE 1	8,452	13,107	8,99	13,38	0.538	0.273	1.072	1.127
ETAGE 2	8,407	13,164	8,742	13,549	0.335	0.385	1.072	1.127
ETAGE 3	8,401	13,164	8,526	13,66	0.125	0.496	1.072	1.127
ETAGE 4	8,397	13,158	8,343	13,735	0,054	0.577	1.072	1.127
ETAGE 5	8,397	13,158	8,181	13,8	0.216	0.642	1.072	1.127
ETAGE6	8,392	13,159	8,037	13,862	0.355	0.703	1.072	1.127
ETAGE 7	8,387	13,161	7,909	13,92	0.478	0.759	1.072	1.127
ETAGE 8	8,485	13,211	7,802	13,981	0.683	0.77	1.072	1.127
ETAGE 9	8,425	13,151	7,743	14,04	0.682	0.889	1.072	1.127
BUANDERIE	7,157	12,469	7,046	14,876	0.111	2.407	1.072	1.127

Tableau VI.8. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).

$$\begin{cases} e_{x\text{ thé}} = 0.766 < e_{x\text{ acc}} = 1.072 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ e_{y\text{ thé}} = 0.098\text{m} < e_{y\text{ acc}} = 1.127 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

VI.11. Vérification de l'effort sismique :

Niveau	Poids	Loc	Vx	Vy
RDC	Emax	Base	1652.76	1638.58

Tableau VI.9. Les forces dynamiques à la base dans les deux sens

❖ **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

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

$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$

- ♦ $\eta = 0,88. \quad T_x = 0,64 \text{ s} ; \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1,62$
- ♦ $\eta = 0,88. \quad T_y = 0,63 \text{ s} ; \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,63$

❖ **Calcul de la résultante des forces sismiques « V_b^s » :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = \frac{0.15 \times 1,62 \times 1.2}{5} \times 34827.65 = 2031.14 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 34827.65 = \mathbf{2043.68 \text{ KN}} .$$

$$0,8V_x^s = \mathbf{1624.91 \text{ KN}} .$$

$$0,8V_y^s = \mathbf{1634.94 \text{ KN}} .$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 1652.76 > 0,8V_x^s = \mathbf{1624.91 \text{ KN}} \dots\dots\dots \mathbf{CV} .$$

$$V_{ty} = 1638.58 > 0,8V_y^s = \mathbf{1634.94 \text{ KN}} . \dots\dots\dots \mathbf{CV} .$$

VI.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} (%)	Vérifitaion
53252,75	28656.3	53.81	C.N.V

Tableau VI.10. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

❖ **Remarque :**

Au début de calcul, on a pris **R = 5** , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par **R=3.5** puisque la charge supportée par les voiles est **52.07% > 20 %**.

VI.13. 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 suivant :

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 :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure .

F_i : 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:

$$\begin{cases} T_x = 0,64 s < 0,7 s ; & F_{tx} = 0 . \\ T_y = 0,63 s < 0,7 s ; & F_{ty} = 0 . \end{cases}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression (art 4.11.RPA99/version2003).

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau i.}$$

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force F_i .

❖ Le sens x :

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\sum W_i * h_i$ (KN.m)	V_x	F_{xi}
Buanderie	530.68	33,14	17586,735	504200,62	2031,14	70,84704
9	3512.77	30,94	108685,1	504200,62	2031,14	437,831
8	3278.6	27,88	91407,368	504200,62	2031,14	368,22874
7	3278.6	24,82	81374,852	504200,62	2031,14	327,81339
6	3356.06	21,76	73027,866	504200,62	2031,14	294,18809
5	3356.06	18,7	62758,322	504200,62	2031,14	252,81789
4	3356.05	15,64	52488,622	504200,62	2031,14	211,44706
3	3437.72	12,58	43246,518	504200,62	2031,14	174,21583
2	3443.84	9,52	32785,357	504200,62	2031,14	132,07372
1	3575.8	6,46	23099,668	504200,62	2031,14	93,055537
RDC	3701.47	3,4	12584,998	504200,62	2031,14	50,697861
			599045,41			

Tableau VI.11. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

❖ Le sens y :

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\sum W_i * h_i$ (KN.m)	V_y	F_{yi}
Buanderie	530.68	33,14	17586,735	504200,62	2043,68	71,28444
9	3512.77	30,94	108685,1	504200,62	2043,68	440,53411
8	3278.6	27,88	91407,368	504200,62	2043,68	370,50214
7	3278.6	24,82	81374,852	504200,62	2043,68	329,83727
6	3356.06	21,76	73027,866	504200,62	2043,68	296,00437
5	3356.06	18,7	62758,322	504200,62	2043,68	254,37876
4	3356.05	15,64	52488,622	504200,62	2043,68	212,75251
3	3437.72	12,58	43246,518	504200,62	2043,68	175,29142
2	3443.84	9,52	32785,357	504200,62	2043,68	132,88912
1	3575.8	6,46	23099,668	504200,62	2043,68	93,63005
RDC	3701.47	3,4	12584,998	504200,62	2043,68	51,010863
			599045,41			

Tableau VI.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

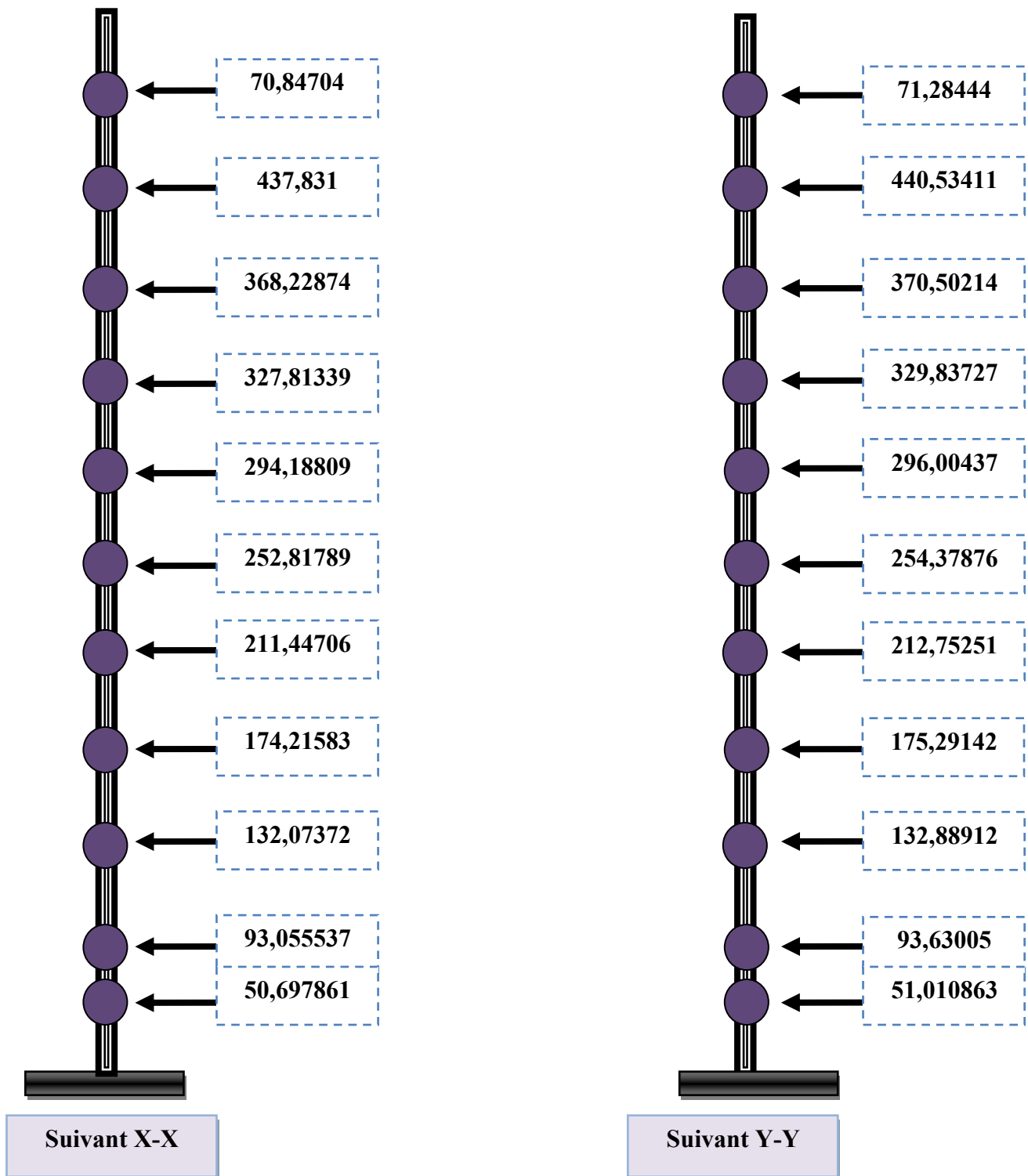


Figure V1.7. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

❖ Le sens x :

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i *h _i	ΣW _i *h _i	V _x	F _{tx}	F _{xi}	V _{xi}
Buanderie	530.68	33,14	17586,735	504200,62	2031,14	0	70,84704	70,84704
9	3512.77	30,94	108685,1	504200,62	2031,14	0	437,831	508,67804
8	3278.6	27,88	91407,368	504200,62	2031,14	0	368,22874	876,90678
7	3278.6	24,82	81374,852	504200,62	2031,14	0	327,81339	1204,7202
6	3356.06	21,76	73027,866	504200,62	2031,14	0	294,18809	1498,9083
5	3356.06	18,7	62758,322	504200,62	2031,14	0	252,81789	1751,7262
4	3356.05	15,64	52488,622	504200,62	2031,14	0	211,44706	1963,1732
3	3437.72	12,58	43246,518	504200,62	2031,14	0	174,21583	2137,3891
2	3443.84	9,52	32785,357	504200,62	2031,14	0	132,07372	2269,4628
1	3575.8	6,46	23099,668	504200,62	2031,14	0	93,055537	2362,5183
RDC	3701.47	3,4	12584,998	504200,62	2031,14	0	50,697861	2413,2162
			599045,41					

Tableau VI.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

❖ Le sens y :

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i *h _i	ΣW _i *h _i	V _y	F _{ty}	F _{yi}	V _{yi}
Buanderie	530.68	33,14	17586,735	504200,62	2043,68	0	71,28444	71,28444
9	3512.77	30,94	108685,1	504200,62	2043,68	0	440,53411	511,81855
8	3278.6	27,88	91407,368	504200,62	2043,68	0	370,50214	882,3207
7	3278.6	24,82	81374,852	504200,62	2043,68	0	329,83727	1212,158
6	3356.06	21,76	73027,866	504200,62	2043,68	0	296,00437	1508,1623
5	3356.06	18,7	62758,322	504200,62	2043,68	0	254,37876	1762,5411
4	3356.05	15,64	52488,622	504200,62	2043,68	0	212,75251	1975,2936
3	3437.72	12,58	43246,518	504200,62	2043,68	0	175,29142	2150,585
2	3443.84	9,52	32785,357	504200,62	2043,68	0	132,88912	2283,4742
1	3575.8	6,46	23099,668	504200,62	2043,68	0	93,63005	2377,1042
RDC	3701.47	3,4	12584,998	504200,62	2043,68	0	51,010863	2428,1151
			599045,41					

Tableau VI.14. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

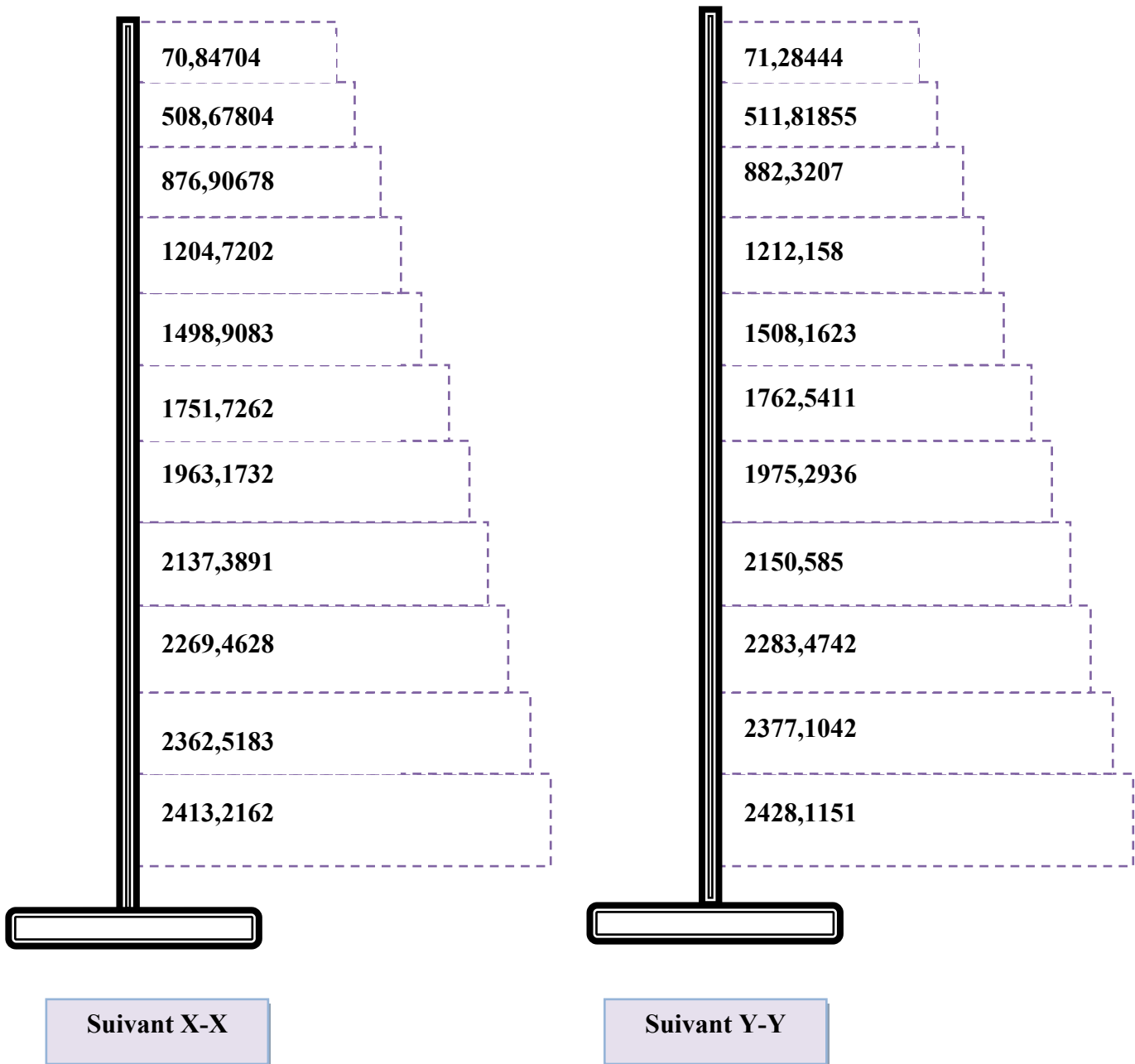


Figure VI.8. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.

VI.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

RPA99/Version2003(article 4.4.3).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=3.5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C'est à dire : $\Delta k < \Delta_{adm} = 1\% \times h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_{adm}	OB
Buanderie	0,0149	0,05215	0,04865	0,0035	2.2	0.022	CV
Etage 9	0,0139	0,04865	0,0441	0,00455	3.06	0.0306	CV
Etage 8	0,0126	0,0441	0,0392	0,0049	3.06	0.0306	CV
Etage 7	0,0112	0,0392	0,0336	0,0056	3.06	0.0306	CV
Etage 6	0,0096	0,0336	0,028	0,0056	3.06	0.0306	CV
Etage 5	0,008	0,028	0,0224	0,0056	3.06	0.0306	CV
Etage 4	0,0064	0,0224	0,01645	0,00595	3.06	0.0306	CV
Etage 3	0,0047	0,01645	0,01085	0,0056	3.06	0.0306	CV
Etage 2	0,0031	0,01085	0,00595	0,0049	3.06	0.0306	CV
Etage 1	0,0017	0,00595	0,0021	0,0035	3.06	0.0306	CV
RDC	0,0006	0,0021	0	0,0021	3.4	0.034	CV

Tableau VI.15. Vérification des déplacements dans le sens X .

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_{adm}	OB
Buanderie	0,0154	0,0539	0,05145	0,00245	2.2	0.022	CV
Etage 9	0,0147	0,05145	0,04655	0,0049	3.06	0.0306	CV
Etage 8	0,0133	0,04655	0,04165	0,0049	3.06	0.0306	CV
Etage 7	0,0119	0,04165	0,03605	0,0056	3.06	0.0306	CV
Etage 6	0,0103	0,03605	0,0301	0,00595	3.06	0.0306	CV
Etage 5	0,0086	0,0301	0,0238	0,0063	3.06	0.0306	CV
Etage 4	0,0068	0,0238	0,01785	0,00595	3.06	0.0306	CV
Etage 3	0,0051	0,01785	0,01155	0,0063	3.06	0.0306	CV
Etage 2	0,0033	0,01155	0,0063	0,00525	3.06	0.0306	CV
Etage 1	0,0018	0,0063	0,0021	0,00245	3.06	0.0306	CV
RDC	0,0006	0,0021	0	0,0021	3.4	0.034	CV

Tableau VI.16. Vérification des déplacements dans le sens Y .

❖ **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage .

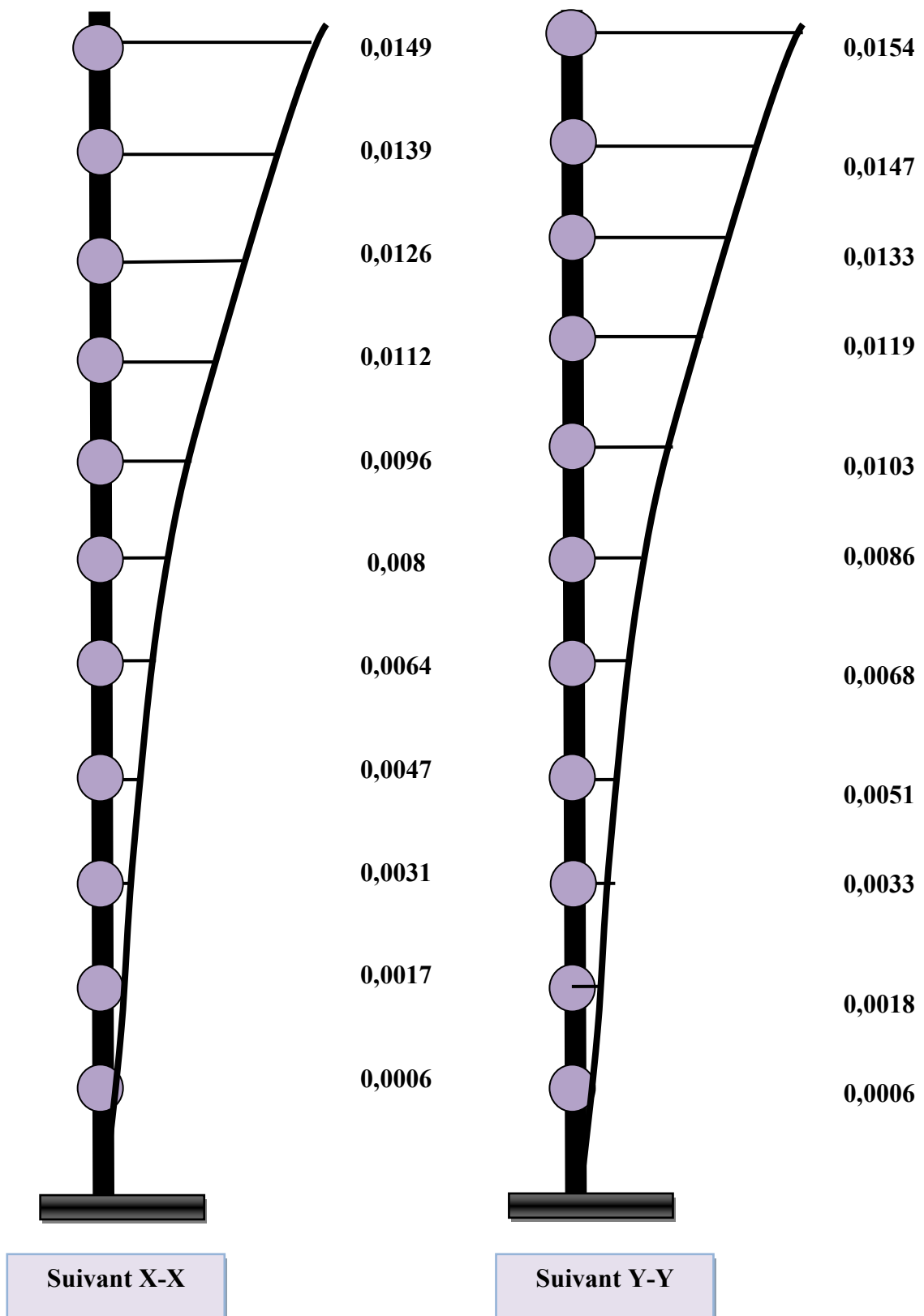


Figure VI.9. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y.

VI.15. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003(Article5.9).}$$

P_K : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article5.9).}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur de l'étage k.

- Si : $0.1 < \theta_k < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative

en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

- Si : $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	Dans le sens X-X.					Θ
	w_i (KN)	p_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	
Buanderie	530.68	530.68	0,0035	70,84704	2.2	0.01191671
Etage 9	3512.77	4043,45	0,00455	508,67804	3.06	0.011819498
Etage 8	3278.6	7322,05	0,0049	876,90678	3.06	0.013370692
Etage 7	3278.6	10600,65	0,0056	1204,7202	3.06	0.016103226
Etage 6	3356.06	13956,71	0,0056	1498,9083	3.06	0.017040196
Etage 5	3356.06	17312,77	0,0056	1751,7262	3.06	0.018087016
Etage 4	3356.05	20668,82	0,00595	1963,1732	3.06	0.020471638
Etage 3	3437.72	24106,54	0,0056	2137,3891	3.06	0.020640389
Etage 2	3443.84	27550,38	0,0049	2269,4628	3.06	0.019439235
Etage 1	3575.8	31126,18	0,0035	2362,5183	3.06	0.015069445
RDC	3701.47	34827,65	0,0021	2413,2162	3.4	0,008913911

Tableau VI.17. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X-X.

Etage	Dans le sens Y-Y.					Θ
	w _i (KN)	p _i (KN)	Δ _i (m)	V _i (KN)	h _i (m)	
Buanderie	530.68	530.68	0,00245	71,28444	2.2	0.0082905125
Etage 9	3512.77	4043,45	0,0049	511,81855	3.06	0.012650587
Etage 8	3278.6	7322,05	0,0049	882,3207	3.06	0.01328865
Etage 7	3278.6	10600,65	0,0056	1212,158	3.06	0.016004417
Etage 6	3356.06	13956,71	0,00595	1508,1623	3.06	0.017994115
Etage 5	3356.06	17312,77	0,0063	1762,5411	3.06	0.020223039
Etage 4	3356.05	20668,82	0,00595	1975,2936	3.06	0.020346024
Etage 3	3437.72	24106,54	0,0063	2150,585	3.06	0.023077958
Etage 2	3443.84	27550,38	0,00525	2283,4742	3.06	0.020699953
Etage 1	3575.8	31126,18	0,00245	2377,1042	3.06	0.010483885
RDC	3701.47	34827,65	0,0021	2428,1151	3.4	0.0088592157

Tableau VI.18. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y-Y.

❖ **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition. est satisfaite dans les deux sens, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

VI.16. 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 :

	W(KN)	L(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	34827.65	21.45	747053.0925	52955.6555	14.10 > 1,5	C.V
Suivant y		22.55	785363.5075	53282.8971	14.73 > 1,5	C.V

Tableau VI.19. Vérification de la stabilité au renversement.

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

VI.17. Vérification de L'effort normal réduit (RPAv2003, 7.1.3.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le *RPA (article 7.4.3.1)* exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton sous charges sismiques.

B_r : Est l'aire (section brute) de cette dernière .

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton .

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	b	h	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	OB
RDC	50	50	2500	1901.25	0.30	CNV
ETAGE 1	50	50	2500	1547.02	0.24	CV
Etage 2 à 4	45	45	2025	1310.31	0.25	CV
Etage 5 à 7	40	40	1600	950.18	0.19	CV
Etage 8 et 9 +buanderie	35	35	1225	366.4	0.12	CV

Tableau VI.20. Vérification de l'effort réduit.

❖ Redimensionner les poteaux RDC :

$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{1901.25 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

$$B_r = \frac{1901.25 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 253500 \text{ mm}^2 \rightarrow a \times b = 253500 \text{ mm}^2 .$$

$$a = \frac{253500}{500} = 50.7 \text{ mm}.$$

On prend : a= 55 cm et b =55 cm .

VI.18. Conclusion

La régularité des autres exigences du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et l'effort normal réduit), peut combler la condition de l'interaction voile-portique.

Lors de la modélisation les sections des éléments adopter est :

- **Poteaux :**

RDC : **55×55 cm²**.

1^{er} étage : **50×50 cm²**.

2^{ème} à 4^{ème} étage : **45×45 cm²**.

5^{ème} à 7^{ème} étage : **40×40 cm²**.

8^{ème} et 9^{ème} étage : **35×35 cm²**.

- **Voiles**

L = 1.5 m de l'épaisseur **e = 20 cm** .

L = 1 m de l'épaisseur **e = 20cm** .

L = 2.5 m de l'épaisseur **e = 20cm** .

- **Poutres :**

Poutres principales : **30×45 cm²** .

Poutres secondaire : **30×40 cm²** .

VII.1. Introduction

La superstructure est la partie qui se situe au-dessus du sol. Elle est constituée l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VII.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS 9.7** dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- **1.35 G + 1.5 Q**
- **G + Q**
- **G + Q + E**
- **G+Q-E**
- **0.8 G +E**
- **0.8G-E**

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{max} \rightarrow M_{corr})$.
- Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{max} \rightarrow N_{corr})$.
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{min} \rightarrow M_{corr})$.

VII.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

a. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : **0.8 % $\times b_1 \times h_1$ en zone IIa.**
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - **4 % en zone courante.**
 - **6 % en zone de recouvrement.**
- Le diamètre minimum est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40 \emptyset** en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm** en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 \times h.$$

h_e : La hauteur d'étage.

h_1 : b_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

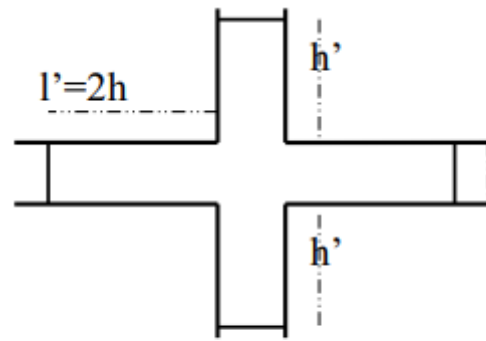


Figure VII.1. La zone nodale

b. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g < 5$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (15\phi_1)$. En zone IIa.

ϕ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_{\min}^t = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{\min}^t = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$; Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et l_f : longueur de flambement du poteau .

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10 ϕ_t .

$l_r = 40 \phi$; l_r : C'est la longueur de recouvrement .

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII.2.2. Calcul de ferrailage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ MPa} .$$

Sections des poteaux	ELU		G + Q [±] E		0.8G [±] E	
	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
55*55	2328.32	5.21	67.732	1482.71	346.85	57.803
50*50	2022.97	10.02	94.922	1239.44	328.18	54.608
45*45	1768.25	8.535	93.08	1045.53	276.55	51.688
40*40	1099.97	21.987	89.456	564.97	101.43	39.834
35*35	513.72	17.305	59.391	163.59	5.91	20.874

Tableau VII.1. Les sollicitations dans les poteaux.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable.

$$A_{s \text{ min BAEL}} = \min \left\{ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U ; 0.2 \times \frac{B}{100} \right\} \text{ BAEL91 P94} .$$

Avec : **U**: Périmètre du poteau.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	As _{cal}	As _{min(BAEL)}	As _{min(RPA)}	As _{adopt} (cm ²)
55 × 55	67.732	1482.71	0	6.05	24.2	4T20+8T16=28.65
50 × 50	94.922	1239.44	0	5	20	4T16+8T14 = 20.36
45 × 45	93.08	1045.53	0	4.05	16.2	4T16+8T12 = 17.09
40 × 40	89.456	564.97	0.59	3.2	12.8	4T14+8T12 = 15.21
35 × 35	59.391	163.59	3.53	2.45	9.8	12T12 =13.57

Tableau VII.2. Calcul du ferrailage des poteaux.

VII.2.2.1. Vérification de ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales :

✓ Suivant le RPA :

- La section minimale :

$$A_{\min} = 0,8\% \times b \times h$$

- 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 des poteaux (cm ²)	A_{smin} BAEL91	A_{smin} R.P. A	A_{max} BAEL91 $5\%b \times h$	A_{max} R. P. A $4\%b \times h$	A_{max} R. P. A $6\%b \times h$	A_{sadopt}	O.B
55×55	6.05	24.2	151.25	121	181.5	28.65	CV
50×50	5	20	125	100	150	20.36	CV
45×45	4.05	16.2	101.25	81	121.5	17.09	CV
40×40	3.2	12.8	80	64	96	15.21	CV
35×35	2.45	9.8	61.25	49	73.5	13.57	CV

Tableau VII.3. Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.

VII.2.2.2. 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 :

a × b	T_{max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
55×55	49.03	0.17	3.33	CV
50×50	76.91	0.32	3.33	CV
45×45	82.14	0.43	3.33	CV
40×40	76.15	0.51	3.33	CV
35×35	54.74	0.48	3.33	CV

Tableau VII.4. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.

- Selon le RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

- $\rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$
- $\rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$

Avec : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$; $L_f = 0.70 \times l_0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a × b	L_F (m)	λ_g	ρ_d	τ_u	τ̄_u	O.B
55×55	2.38	4.327	0.04	0.17	1	CV
50×50	2.142	4.284	0.04	0.32	1	CV
45×45	2.142	4.76	0.04	0.43	1	CV
40×40	2.142	5.355	0.075	0.51	1.875	CV
35×35	2.142	6.12	0.075	0.48	1.875	CV

Tableau VII.5. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.

VII.2.2.3. Calcul des armatures transversales :

- **Choix de diamètre :**

On a : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow$ donc : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$.

On adopte des cadres : **T8**

- **Espacement entre les cadre :**

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,2] ; 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

- **Espacement des cadres d'après le RPA :**

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \text{min} (10 \phi_1, 15\text{cm}); \text{ en zone IIa} \rightarrow \text{R. P. A}[7.4.2.2, \text{p63}]$$

$$S_t \leq \text{min} ([10 \times 1.2] , 15\text{cm}) = \mathbf{12 \text{ cm}} \rightarrow \text{Donc : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_1 \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

donc : $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

- **Calcul de la section d'armature transversale :**

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow$ zone II \rightarrow soit $S_t = 10\text{cm}$.
- Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\phi_l) \rightarrow$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

$a \times b$	T_{max}	h_l	λ_g	ρ_a	A_t	$A_{t\text{ adopt}}$
55×55	49.03	0.55	4.327	3.75	1.25	6T8 = 3.02
50×50	76.91	0.50	4.284	3.75	2.16	6T8 = 3.02
45×45	82.14	0.45	4.76	3.75	2.56	6T8 = 3.02
40×40	76.15	0.40	5.355	2.5	1.78	6T8 = 3.02
35×35	54.74	0.35	6.12	2.5	1.46	6T8 = 3.02

Tableau VII.6. Calcul les armatures transversales des poteaux.

- **Calcul de la zone de recouvrement :**

Solen R.P.A [art . 74. 2. 1 ; p62] , La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone IIa.

Poteaux	55×55	50×50	45 × 45	40 × 40	35× 35
ϕ_{max} (mm)	20	16	16	14	12
40 ϕ (m)	0.80	0.64	0.64	0.56	48

Tableau VII.7. Longueur de recouvrement poteaux.

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (**selon le RPA**).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 \times h.$$

h : La hauteur de la poutre principale (**h=45 cm**).

- Niveau RDC ($h_e = 3.40 \text{ m}$) : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} . \\ l' = 90 \text{ cm} . \end{cases}$
- Niveau étage courante ($h_e = 3.06 \text{ m}$) : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} . \\ l' = 90 \text{ cm} . \end{cases}$

VII.2.2.4. Vérification à l'ELS :

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC" :

- **Contrainte admissible de béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

- **Contrainte admissible d'acier :**

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} .$

a × b	N_{SER}	M_{SER}	A_s (cm²)	σ_{bc}	σ_{bc} < 15	σ_{St}	σ_{st} < 201.63
55×55	1692,77	3,749	28.65	4.44	CV	66.4	CV
50×50	1472.59	7.221	20.36	4.65	CV	73.9	CV
45×45	1287.27	6.194	17.09	5.33	CV	79.5	CV
40×40	805.68	15.974	15.21	4.84	CV	70.6	CV
35×35	376.6	12.551	13.57	3.35	CV	47.6	CV

Tableau VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.

VII.2.3. Schémas de Ferraillage des poteaux :

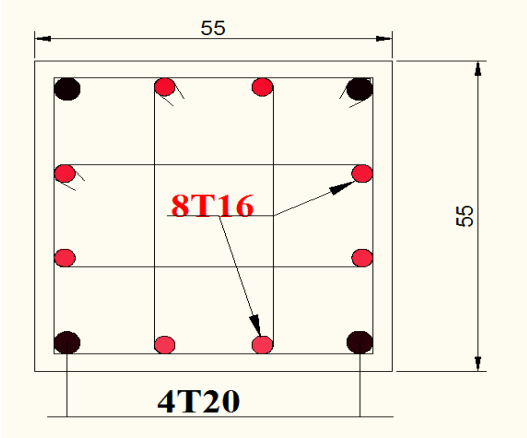
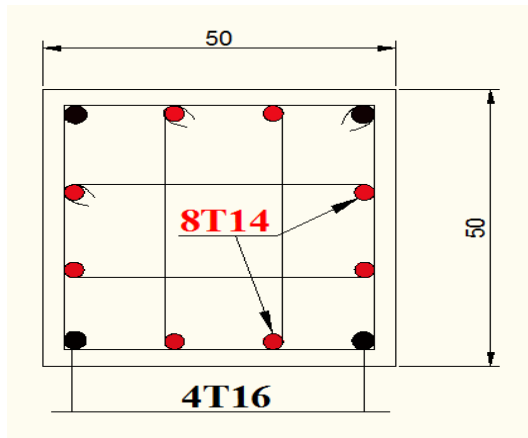
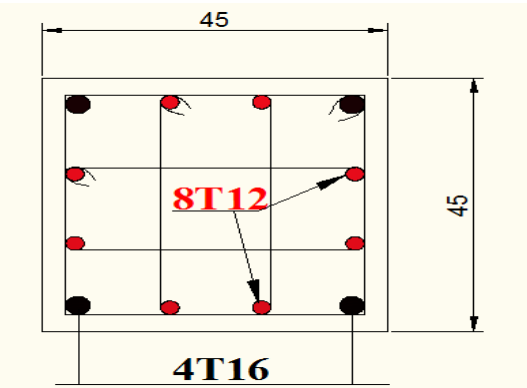
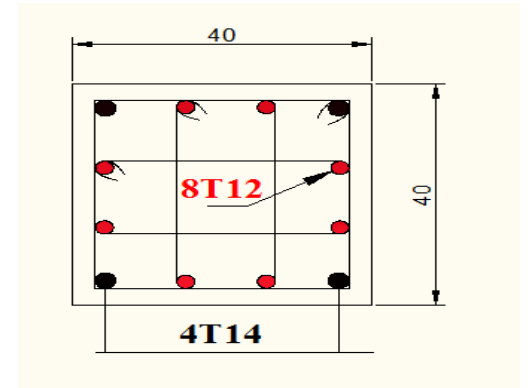
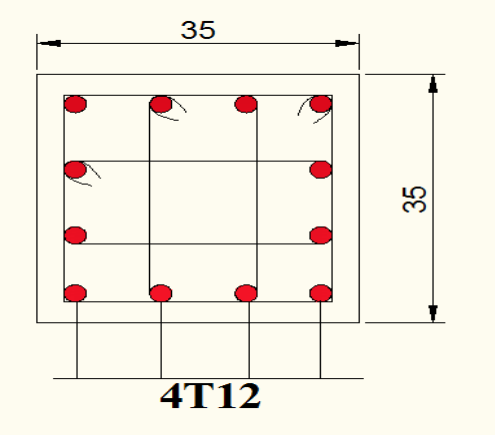
 <p>55</p> <p>55</p> <p>8T16</p> <p>4T20</p>	 <p>50</p> <p>50</p> <p>8T14</p> <p>4T16</p>
<p>Poteau RDC</p>	<p>Poteau étage 1</p>
 <p>45</p> <p>45</p> <p>8T12</p> <p>4T16</p>	 <p>40</p> <p>40</p> <p>8T12</p> <p>4T14</p>
<p>Poteau étage 2,3,4</p>	<p>Poteau étage 5,6,7</p>
 <p>35</p> <p>35</p> <p>4T12</p>	
<p>Poteau étage 8,9+ la buanderie</p>	

Tableau VII.9. Schéma de ferraillage des poteaux.

VII.3. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments en flexion simple et des efforts tranchants, leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivants les deux sens pour les cas suivants.

	γ_s	γ_b	σ_s	f_{bu}	f_{c28}
Situation durable	1.15	1.5	348	14.12	25
Situation accidentelle	1	1.15	400	18.48	25

Tableau VII.10. Caractéristique mécanique des matériaux

VII.3.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ 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:

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

❖ 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 la relation :

$$G+Q$$

❖ 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 :

$$\begin{aligned} G+Q \pm E & \dots\dots\dots \text{selon} \quad \mathbf{RPA2003} \\ 0.8G \pm E & \dots\dots\dots \text{selon} \quad \mathbf{RPA2003} \end{aligned}$$

Donc : les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

1. $1.35G + 1.5 Q$ Selon **BAEL93**
2. $G + Q \pm E$ Selon **RPA2003**
3. $0.8G \pm E$ Selon **RPA2003**

- La combinaison (1) : pour obtenir le moment en travée
- La combinaison (2) : pour obtenir le moment à la nappe inférieure
- La combinaison (3) : pour obtenir le moment à la nappe supérieure

VII.3.2 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

VII.3.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales (30×45):

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **SAP2000** :

	ELU (KN .m)	G+Q+E (KN .m)	0,8G+E (KN .m)
Moments	68.74	117.07	115.92

Tableau VII.11. Moments maximaux poutre longitudinal.

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SOCOTEC**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version2003**.

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Selon BAEL93.}$$

Position	Mu ((KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	As(cm ²)	Amin	A adoptée(cm ²)
Travée	68.74	30	45	42	4.95	1.52	3T16 = 6.03
Appui Sup	117.07	30	45	42	8.79	1.52	3T16+3T12= 9.42
Appui Inf	115.92	30	45	42	8.69	1.52	3T16+3T12= 9.42

Tableau VII.12. Ferrailage des poutres longitudinal.

1) Vérification du ferrailage :➤ **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 :**

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

	$A_{min RPA}$	$A_{MAX RPA}$ $4 \%b \times h$	$A_{MAX RPA}$ $6 \%b \times h$	$A_{min BAEL}$	A_{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
Travée	6.75	54.00	81.00	1.52	4.95	4T16=8.04	C.V
Appui sup	6.75	54.00	81.00	1.52	8.79	3T16+3T12 = 9.42	C.V
Appui inf	6.75	54.00	81.00	1.52	8.69	3T16+3T12 =9.42	C.V

Tableau VII.13. : Vérification du ferraillage des poutres longitudinal.

2) Vérification à L'ELU :

a) La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa.}$

Soit l'effort tranchant maximum est : B75 → $T_{max} = 127.25 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = 1.01 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

b) Calcul de la section des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right)$$

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

→ On prendre T8 [HA → $f_e 400 \text{ MPA}$]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(37.8 ; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq \frac{\frac{\tau_u}{2} \times b \times s_t}{f_e} \geq \frac{0,51 \times 30 \times 37,8}{400} = 1,44\text{cm}^2$$

Soit : $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,44\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37.8 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.2\right) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.
- $S_t = 15\text{cm}$ En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

c) Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 3T16 + 3T12 = 9.42\text{cm}^2$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s$$

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

Soit la poutre la plus sollicitée → $M_{ser} = 75.94 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I}$$

$$\sigma_{St} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{St} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)
15.73	136434.14	8.75	15	219	201.63
			CV	CNV	

Tableau VII.14. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

➤ **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 : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

M _{SER} (KN.m)	μ _s	B	A _{ser} (cm ²)	K	σ _{bc} = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm ²)
M = 75.94	0,0070	0.8717	10.28	23.97	8.41	Vérifier	3T16+3T14=10.65

Tableau VII.15. Calcul du ferrailage des poutres longitudinal à l'ELS.

d) Vérification de la flèche :

La poutre la plus sollicité (B75 story9)

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_{\text{plancher}} = 25 \times 0,3 \times 0,45 + \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,7}{2}\right) \times 5,20 = 28,34 \text{ KN/m}$$

$$Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \times Q_{\text{plancher}} = \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,7}{2} + 0,3\right) \times 1,50 = 7,65 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q) \times l^2}{8} = \frac{(28,34+7,65) \times 5^2}{8} = 112,47 \text{ KN.m}$$

En travée : **As=4HA16=8.04 cm²**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,45}{5} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,45}{5} = 0,09 > \frac{75,94}{10 \times 112,47} = 0,0675 \dots \text{C.V}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,04}{30 \times 42} = 0,0063 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{C.V}$

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 :

$$\frac{L_{\text{max}}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1m.}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1.25 m}$$

VII.3.2.2 Ferrailage des poutres Secondaires (30×40):

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **SAP2000** :

	ELU (KN .m)	G+Q+E (KN .m)	0,8G+E (KN .m)
Moments	62.82	132.53	119.04

Tableau VII.16. Moments maximums poutre longitudinal.

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SOCOTEC**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version2003**.

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \dots \text{ Selon BAEL93.}$$

Position	Mu ((KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	As(cm ²)	Amin	A adoptée(cm ²)
Travée	62.82	30	40	37	5.19	1.34	3T16 = 6.03
Appui Sup	132.53	30	40	37	11.91	1.34	6T16= 12.06
Appui Inf	119.04	30	40	37	10.50	1.34	6T16= 12.06

Tableau VII.17. Ferraillage des poutres Secondaires.

1) Vérification du ferraillage :

➤ 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 :

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

	$A_{min RPA}$	$A_{MAX RPA}$ 4 %b × h	$A_{MAX RPA}$ 6 %b × h	$A_{min BAEL}$	A_{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
Travée	6.00	48.00	72.00	1.52	5.19	4T16=8.04	C.V
Appui sup	6.00	48.00	72.00	1.52	11.91	6T16=12.06	C.V
Appui inf	6.00	48.00	72.00	1.52	10.50	6T16=12.06	C.V

Tableau VII.18. Vérification du ferraillage des poutres Secondaires.

2) Vérification à L'ELU :

a) La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa.}$

Soit l'effort tranchant maximum est : B51 → $T_{max} = 86.17 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.78 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

b) Calcul de la section des armatures transversales :

➤ Choix du diamètre : On a :

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right)$$

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 11.4 \text{ mm} = 1.14 \text{ cm}$$

→ On prendre T8 [HA → $f_e 400 \text{ MPA}$]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(33.3; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{\frac{\tau_u}{2} \times b \times s_t}{f_e} \geq \frac{0.4 \times 30 \times 33.3}{400} = 0.99\text{cm}^2$$

Soit : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.99\text{cm}^2$ CV.

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 33.3\text{cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

$$\text{En zone nodale : } s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6\right) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

- $S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.
- $S_t = 15\text{cm}$ En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

c) Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 6T16 = 12.06\text{cm}^2$$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s$$

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

Soit la poutre la plus sollicitée → $M_{\text{ser}} = 68.87 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times Y}{I}$$

$$\sigma_{St} = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y)$$

y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)
15.94	120734.35	9.09	15	180.19	201.63
			CV	CV	

Tableau VII.19. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

d) Vérification de la flèche :

La poutre la plus sollicitée (B51 story9)

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right) \times G_{\text{plancher}} = 25 \times 0.30 \times 0.40 + \left(\frac{4.6 + 5}{2}\right) \times 5.20 = 27.96 \text{ KN/m}$$

$$Q = \left(\frac{l_1 + l_2}{2} + b\right) \times Q_{\text{plancher}} = \left(\frac{4.6 + 5}{2} + 0.3\right) \times 1.50 = 7.65 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q) \times l^2}{8} = \frac{(27.96 + 7.65) \times 4.9^2}{8} = 106.87 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 4\text{HA}16 = 8.02 \text{ cm}^2$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{4.9} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{4.9} = 0.082 > \frac{68.87}{10 \times 106.87} = 0.0644 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.06}{30 \times 37} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$

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 :

$\frac{L_{\text{max}}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.98m.

$\frac{L_{\text{max}}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1.23 m.

VII.3.3. Schéma de ferrailage :

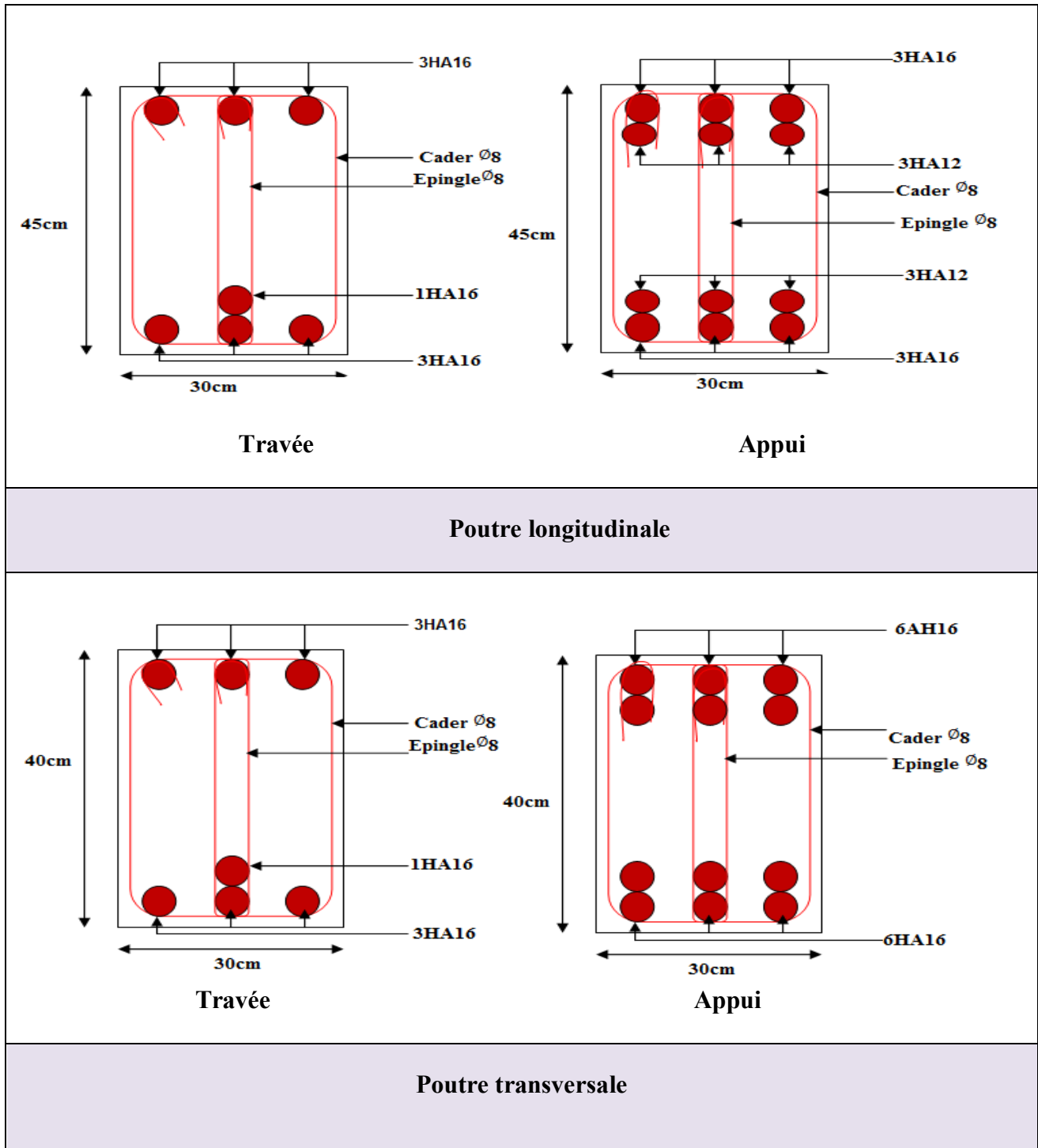


Tableau VII.20. Schéma de ferrailage des poutres longitudinale et transversale.

VII.4. Etude des voiles pleins

Le **RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS V.9** dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

VII.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

• A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

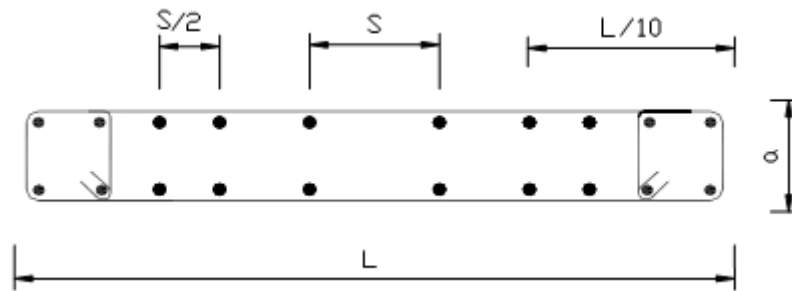


Figure VII.2. Section transversale du voile.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1 m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile.
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
 - L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a : 30 \text{ cm})$ avec a : épaisseur du voile.
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
 - Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

$40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et possible .

$20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

VII.4.2. Calcul du ferrailage 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 ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

VII.4.3. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- 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** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

VII.4.3.1. 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 donnée par : $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

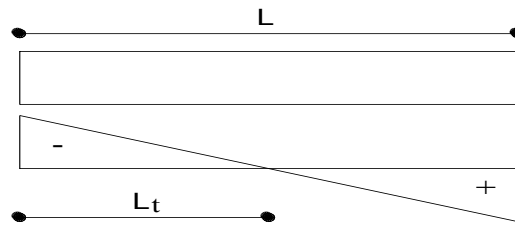


Figure VII.3. S P C.

VII.4.3.2. 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).

$$A = 0,0015 L \times b$$

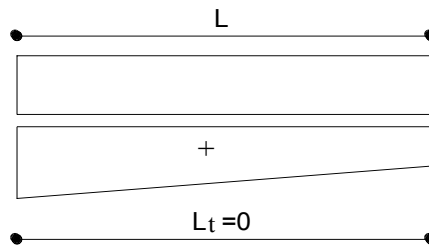


Figure VII.4. S E C.

VII.4.3.3 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 : $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

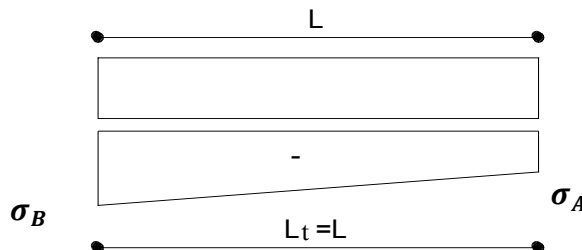


Figure VII.5. S E T

VII.4.4. Ferraillage des voiles :

VII.4.4 .1. Ferraillage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

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

VII.4.4.2. 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 :

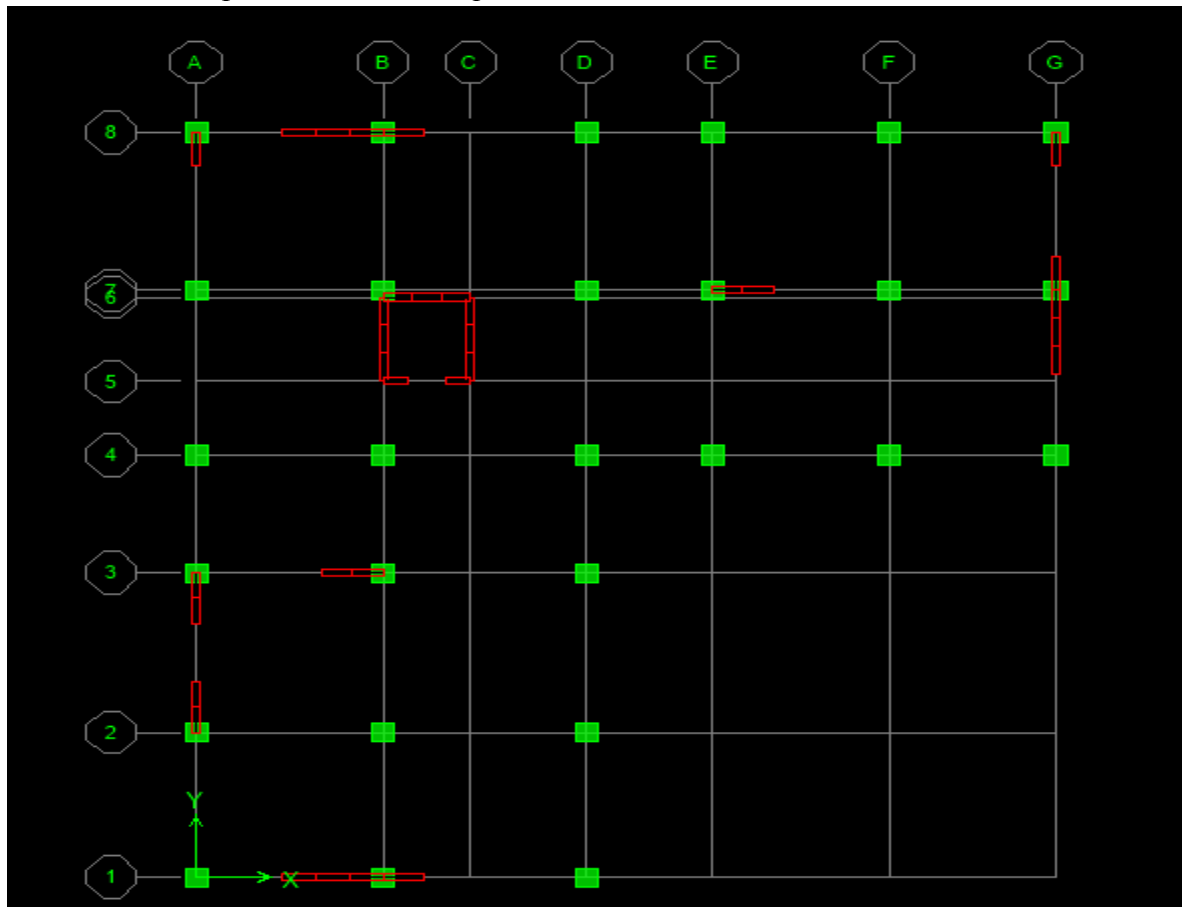


Figure VII.6. Vue en plan des voiles existants.

- **Exemple de calcul:**

Sens X-X : (Voile V4) :

Les données utilisées sont les suivantes :

❖ **Dimension :**

- ⇒ $L=2.225$ m
- ⇒ $b = 0.20$ m.

❖ **Caractéristique géométrique :**

- $I = \frac{0.20 \times 2.225^3}{12} = 0.1836 \text{m}^4$.
- $s = 0.445 \text{m}^2$
- $Y = 1.1125 \text{m}$

❖ **Les sollicitations sont :**

- ⇒ $M = 1219.37 \text{KN.m}$
- ⇒ $N = 2357.46 \text{KN}$

❖ **Les contraintes :**

- ⇒ $\sigma_A = 12686,85 \text{KN/m}^2$
- ⇒ $\sigma_B = -2091,53 \text{KN/m}^2$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0,315 \text{m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 65,86 \text{KN}.$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 1,89 \text{cm}^2. \rightarrow \text{Zone tendue.}$$

$$\text{pour une face } A_{\text{cal}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{1.89}{2 \times L_t} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003 :**

D'après le RPA 99/version 2003 (**Art 7.7.4.1**) : $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b \times L_t$.

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L_t** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b \times L_t = 1,26 \text{cm}^2$.
- pour une face $A_{\text{min}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{1.26}{2 \times L_t} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- $A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times L = 6,675 \text{cm}^2$
- pour une face $A_{\text{min}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{6.675}{2 \times L_t} = 10.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_{s \text{ adopté}} = \max [A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{min}}] = 10.59 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Pour toute la longueur de voile :

$$A_s (\text{cm}^2) = 2 \times A_{s \text{ adopté} / \text{face}} \times L = 47.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage (armatures adoptés) :**• **Pour la zone tendue :**

$$A_{s \text{ adop}} = 6 \text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

$S_t = 10 \text{ cm}$. → zone d'about.

• **Pour la zone comprimée :**

$$A_{s \text{ adop}} = 7 \text{HA}10 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$S_t = 20 \text{ cm}$. → zone comprimée.

Pour toute la longueur du voile :

$$A_{sv} (\text{cm}^2) = 2 \times A_{s \text{ adopté} / \text{face}} \times L = 47.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \times (6 \text{HA}12 + 7 \text{HA}10) = 24.58 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Pour deux faces}$$

❖ Calcul de l'espacement : d'après RPA :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ Sens longitudinal:

Voile	VX1	VX2	VX3	VX4	VX5
M (KN.m)	355,14	1219,37	644,856	614,575	310,295
N(KN)	496,51	2357,46	1775,96	1674,13	201,88
L (m)	1	2,225	1,225	1,225	1
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m ⁴)	0,0167	0,1836	0,0306	0,0306	0,0167
B (m ²)	0,2	0,445	0,245	0,245	0,2
Y (m)	0,50	1,11	0,61	0,61	0,50
σ_A (KN/m ²)	13136,87	12686,85	20140,56	19119,56	10318,25
σ_B (KN/m ²)	-8171,77	-2091,53	-5642,93	-5453,20	-8299,45
la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L _t (m)	0,383	0,315	0,268	0,272	0,446
T(KN)	313,38	65,86	151,29	148,25	369,98
A _{s cal} (cm ²)	9,01	1,89	4,35	4,26	10,03
A _{s RPA} (cm ²)	1,53	1,26	1,07	1,09	1,78
A _{minRPA} (cm ²)	3	6,675	3,675	3,675	3
A _{sv} (cm ²)	23.52	47.14	19.88	9,60	23.86
A _{s adopté} (cm ² /face)	2×(9HA12)= 20.36	2×(6HA12 +7HA10)= 24.58	2×(4HA12 +3HA10)= 13.76	2×(4HA12 +3HA10)= 13.76	2×(9HA12)= 20.36
S _{t courant} (cm)	20	20	20	20	20
S _{t about} (cm)	10	10	10	10	10
Voile	VX6	VX ASC1	VX ASC2	VX ASC3	
M (KN.m)	993,963	20,546	37,181	637,783	
N(KN)	2086,38	16,25	143,7	626,69	
L (m)	2,225	0,7	0,7	2,15	
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
I (m ⁴)	0,1836	0,0057	0,0057	0,1656	
B (m ²)	0,445	0,14	0,14	0,43	
Y (m)	1,11	0,35	0,35	1,08	
σ_A (KN/m ²)	10711,75	1373,99	3302,82	5596,63	
σ_B (KN/m ²)	-1334,76	-1141,85	-1249,96	-2681,79	
la section	SPC	SPC	SPC	SPC	

L_t (m)	0,247	0,236	0,192	0,696
T (KN)	32,91	36,28	24,02	186,78
$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	0,95	1,04	0,69	5,37
$A_{s\text{ RPA}}$ (cm ²)	0,99	1,27	0,77	2,79
A_{minRPA} (cm ²)	6,675	2.10	2,10	6,45
A_{sv} (cm ²)	60.13	6.30	7.64	27.73
A_s adopté (cm ² /face)	2×(4HA12+8HA10)= 21.60	2× (4HA10)= 6.28	2× (4HA10+1HA8) =7.28	2×(12HA10+3HA10)= 23.56
S_t courant (cm)	20	20	20	20
S_t about (cm)	10	10	10	10

Tableau VII.21. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.

✓ Sens transversales :

Voile	VY1	VY2	VY3	VY4
M (KN. m)	705,257	714,118	281,543	281,604
N(KN)	748,91	1924,16	589,29	134,8
L (m)	1,225	1,225	1	1
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m ⁴)	0,0306	0,0306	0,0167	0,0167
B (m ²)	0,245	0,245	0,2	0,2
Y (m)	0,61	0,61	0,50	0,50
σ_A (KN/m ²)	17156,04	22130,13	11392,74	9122,12
σ_B (KN/m ²)	-11042,49	-6422,70	-5499,84	-7774,12
la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0,480	0,276	0,326	0,460
T (KN)	529,72	176,98	179,06	357,69
$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	15,23	5,09	5,15	10,02
$A_{s\text{ RPA}}$ (cm ²)	1,92	1,10	1,30	1,84
A_{minRPA} (cm ²)	3,675	3,675	3	3
A_{sv} (cm ²)	38.9	22.62	15.82	22.36
A_s adopté (cm ² /face)	2×(10HA14)= 30.78	2×(4HA12+3HA10)= 13.76	2×(6HA10+2HA8)= 11.44	2×(9HA12)= 20.36
S_t courant (cm)	20	20	20	20
S_t about (cm)	10	10	10	10
Voile	VY5	VY6	VY ASC1	VY ASC2
M (KN. m)	321,27	1150,2	1039,096	993,44
N(KN)	308,96	2407,53	1034,2	1120,52
L (m)	1	2,225	2,5	2,5
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m ⁴)	0,0167	0,1836	0,2604	0,2604

B (m²)	0,2	0,445	0,5	0,5
Y (m)	0,50	1,11	1,25	1,25
σ_A (KN/m²)	11182,90	12380,21	7056,06	7009,55
σ_B (KN/m²)	-8093,30	-1559,85	-2919,26	-2527,47
la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t(m)	0,420	0,249	0,732	0,663
T(KN)	339,81	38,84	213,58	167,46
A_{s cal}(cm²)	9,77	1,12	6,14	4,81
A_{s RPA}(cm²)	1,68	1,00	2,93	2,65
A_{minRPA}(cm²)	3	6,675	7,5	7,5
A_{sv}(cm²)	23.26	59.66	28.56	28.30
A_{s adopté} (cm²/face)	2×(9HA12)= 20.36	2×(4HA12 +8HA10)= 21.60	2×(14HA10 +4HA8)= 26.02	2×(14HA10 +4HA8)= 26.02
S_{t courant} (cm)	20	20	20	20
S_{t about} (cm)	10	10	10	10

Tableau VII.22. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile **transversale**.

VII.4.5. Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

✓ Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V: Effort tranchant.
- b₀: Épaisseur du voile.
- L: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	V(KN)	b(m)	L (m)	τ (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau < \tau_u$ (MPa)
VX1	188.23	0.2	1	1.46	5	C.V
VX2	378.27	0.2	2.225	1.32	5	C.V
VX3	80.28	0.2	1.225	0.51	5	C.V
VX4	111.34	0.2	1.225	0.71	5	C.V
VX5	175.76	0.2	1	1.34	5	C.V
VX6	336.51	0.2	2.225	1.18	5	C.V
VX ASC1	26.6	0.2	0.7	0.30	5	C.V
VX ASC2	23.51	0.2	0.7	0.26	5	C.V
VX ASC3	314.84	0.2	2.15	1.14	5	C.V
VY1	147.75	0.2	1.225	0.94	5	C.V
VY2	166.23	0.2	1.225	1.10	5	C.V
VY3	64.26	0.2	1	0.50	5	C.V
VY4	65.02	0.2	1	0.51	5	C.V
VY5	161.96	0.2	1	1.26	5	C.V
VY6	334.08	0.2	2.225	1.17	5	C.V
VY ASC1	360.14	0.2	2.5	1.12	5	C.V
VY ASC2	298.66	0.2	2.5	1.40	5	C.V

Tableau VII.23. Résumé des résultats Vérification de la résistance au cisaillement.

VII.4.6. 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 :

- $A_t = 0,0015 * b * L$.

La section adoptée est : $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

✓ Exemple de calcul :

Voile VX2 :

- $V = 378.27 \text{ KN}$
- $\tau = 1.32 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$.

$$A_t = \frac{\tau_u * S_t * b}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1.32 * 20 * 20}{0,9 * 400}$$

$$\rightarrow A_t = 1.46 \text{ cm}^2.$$

➤ Ferrailage minimal de RPA :

- $A_t = 0,0015 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,15\% * 0.2 * 2.225$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 6.67 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[1.46 \text{ cm}^2; 6.67 \text{ cm}^2] = 6.67 \text{ cm}^2$.
- $A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{6.67}{2 * (3.40 - 0.45)} = 1,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml / face}}$

Soit : $A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 5\text{T}8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Voile	τ (Ma)	b (m)	S_t (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A_{\text{max}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
VX1	1.46	0,2	0,2	1.62	3	0.5	5T8 = 2.51 cm ² .
VX2	1.32	0,2	0,2	1.46	6.67	1.13	5T8 = 2.51 cm ² .
VX3	0.51	0,2	0,2	0.56	3.67	0.62	5T8 = 2.51 cm ² .
VX4	0.71	0,2	0,2	0.78	3.67	0.62	5T8 = 2.51 cm ² .
VX5	1.34	0,2	0,2	1.48	3	0.5	5T8 = 2.51 cm ² .
VX6	1.18	0,2	0,2	1.31	6.67	1.13	5T8 = 2.51 cm ² .
VX ASC1	0.30	0,2	0,2	0.33	2.10	0.35	5T8 = 2.51 cm ² .
VX ASC2	0.26	0,2	0,2	0.29	2.10	0.35	5T8 = 2.51 cm ² .
VX ASC3	1.14	0,2	0,2	1.27	6.45	1.09	5T8 = 2.51 cm ² .
VY1	0.94	0,2	0,2	1.04	3.67	0.61	5T8 = 2.51 cm ² .
VY2	1.10	0,2	0,2	1.22	3.67	0.61	5T8 = 2.51 cm ² .
VY3	0.50	0,2	0,2	0.56	3	0.5	5T8 = 2.51 cm ² .
VY4	0.51	0,2	0,2	0.57	3	0.5	5T8 = 2.51 cm ² .
VY5	1.26	0,2	0,2	1.40	3	0.5	5T8 = 2.51 cm ² .
VY6	1.17	0,2	0,2	1.30	6.67	1.11	5T8 = 2.51 cm ² .
VY ASC1	1.12	0,2	0,2	1.24	7.5	1.25	5T8 = 2.51 cm ² .
VY ASC2	1.40	0,2	0,2	1.55	7.5	1.25	5T8 = 2.51 cm ² .

Tableau VII.24. Ferrailage horizontal des Voiles.

VII.4.7. Schéma de ferraillage des voiles

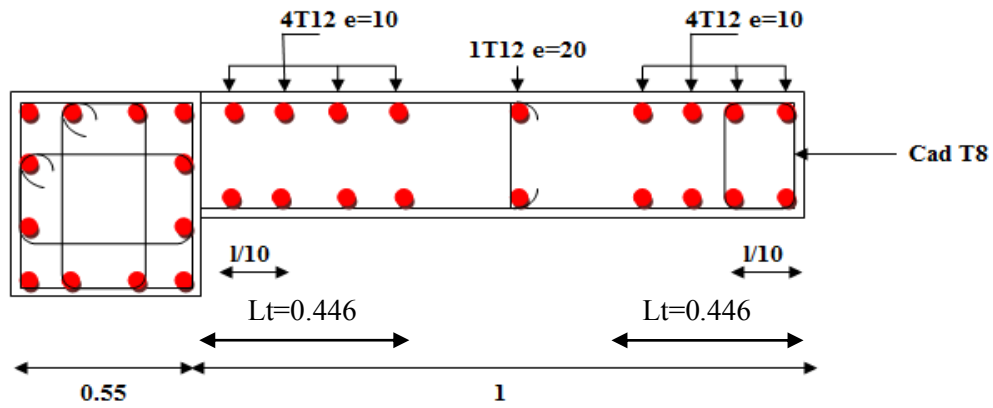


Figure V.7. Ferraillage de voile VX1-VX5

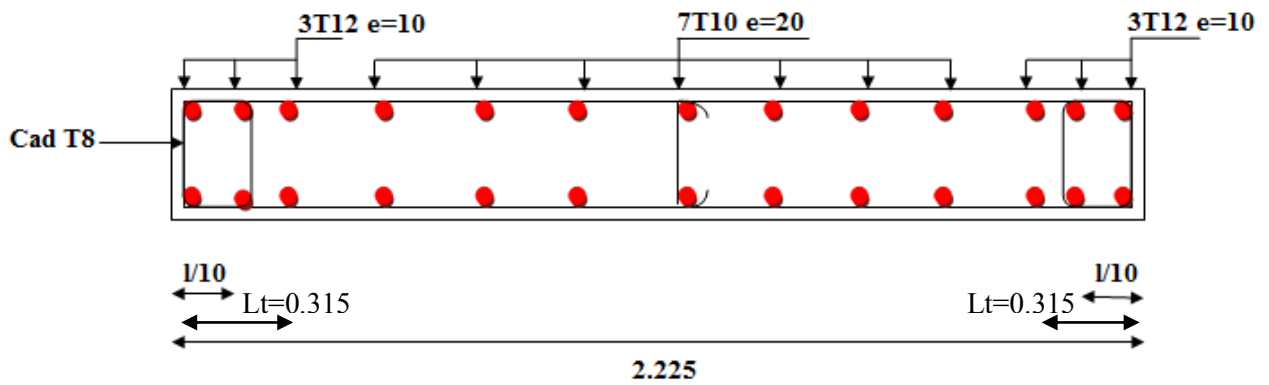


Figure V.8. Ferraillage de voile VX2-VX6

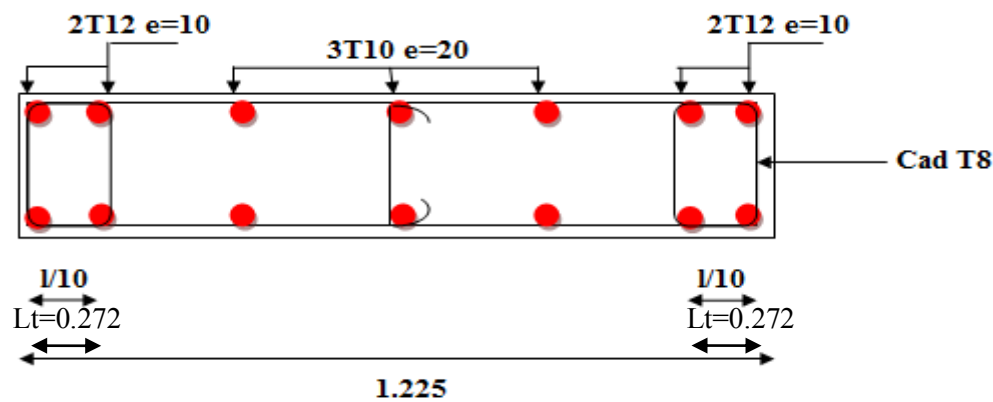


Figure V.9. Ferraillage de voile VX3- VX4

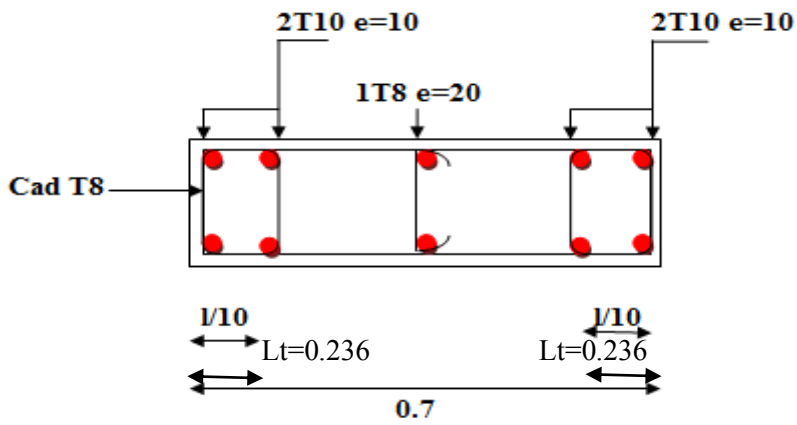


Figure V.10. Ferraillage de voile VX ASC1- VX ASC2.

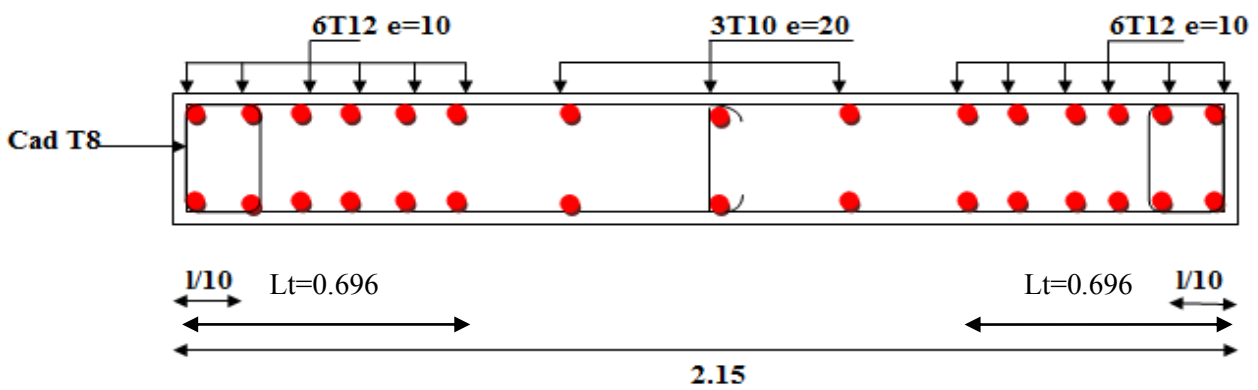


Figure V.11. Ferraillage de voile VX ASC3.

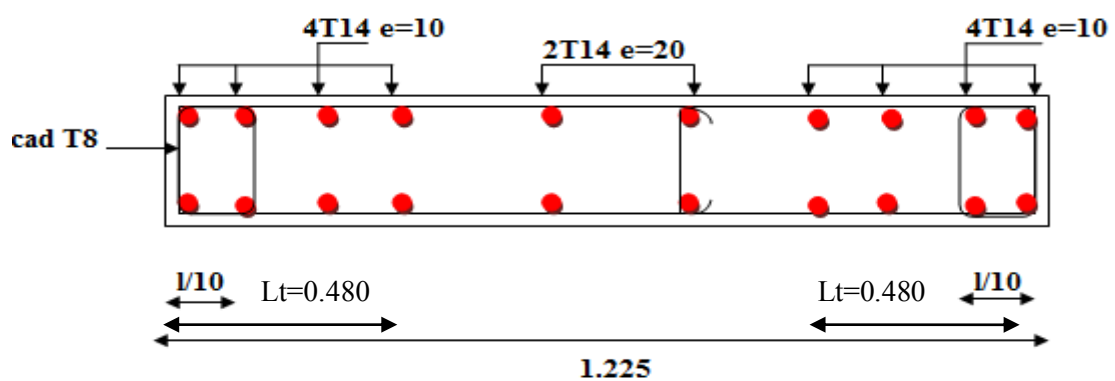


Figure V.12. Ferraillage de voile VY1-VY2.

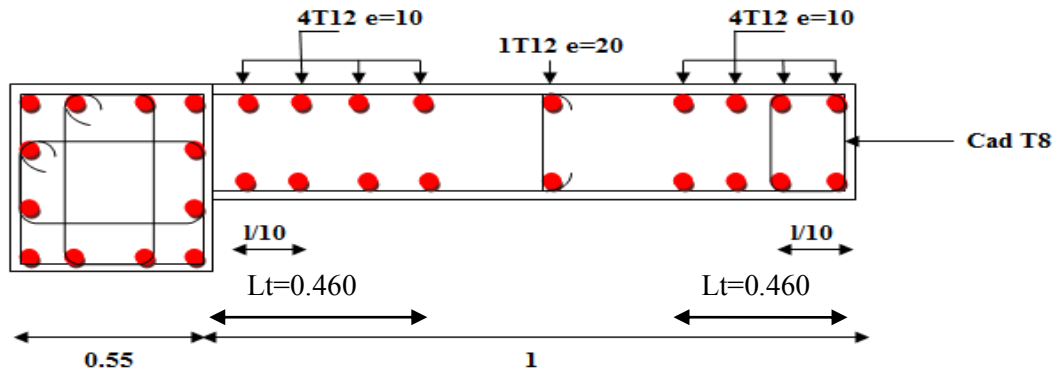


Figure V.13. Ferraillage de voile VY3-VY4- VY5.

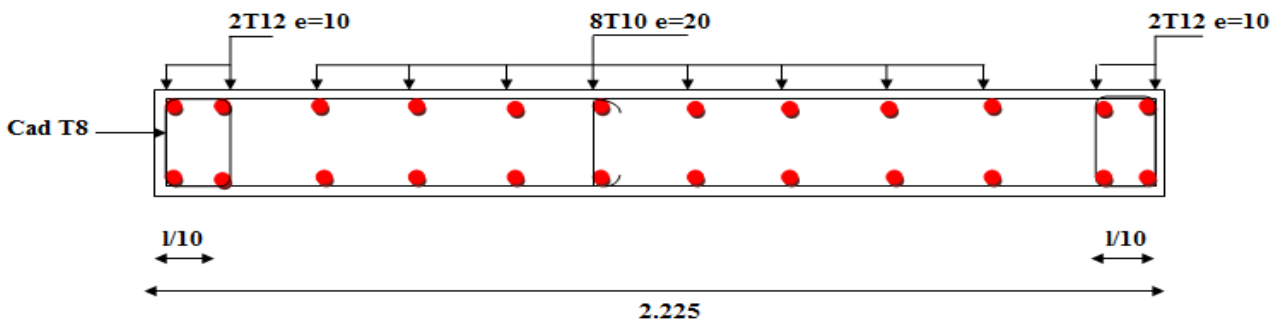


Figure V.14. Ferraillage de voile VY6.

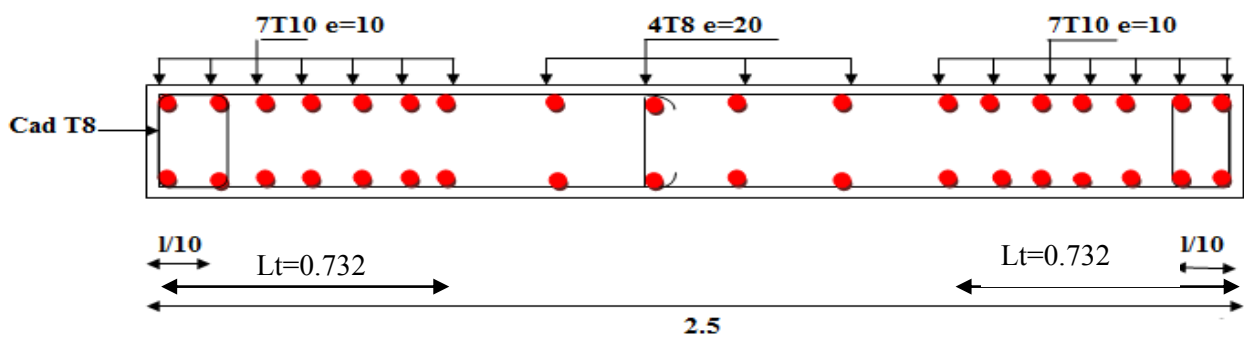


Figure V.15. Ferraillage de voile VY ASC1-VY ASC2

VII.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (ETAPS V2009 et SOCOTEC) ainsi que le ferraillage minimale édicté par les règles parasismiques Algériennes et les règles BAEL.

VIII.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la superstructure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de la fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VIII.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

VIII.2.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

- $A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$.

Notre capacité admissible du terrain est :

- $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ Bars} = 150 \text{ KN/m}^2$.

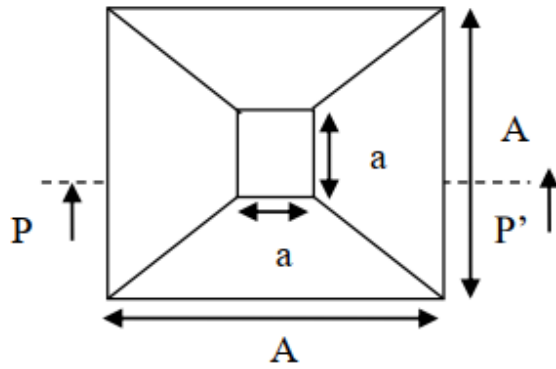


Figure VIII.1. Vue en plan de la semelle.

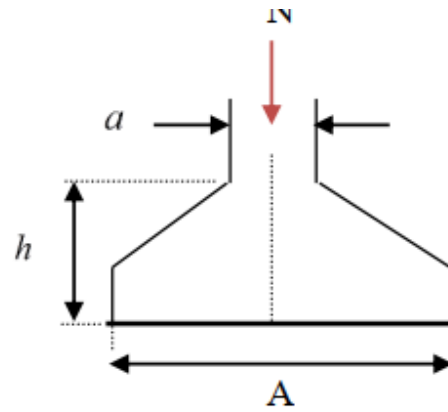


Figure VIII.2. La coupe P-P'.

❖ Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

- S_{bat} : Surface total du bâtiment = 346.81 m²
- les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Semelles	(KN)	S=N/sigma sol (m ²)	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m ²)
1	465,4	3,10266667	15	685,33	4,56886667
2	669,89	4,46593333	16	1094,7	7,298
3	749,63	4,99753333	17	809,99	5,39993333
4	739,17	4,9278	18	1236,11	8,24073333
5	1692,77	11,2851333	19	1226,11	8,17406667
6	1290,99	8,6066	20	1349,81	8,99873333
7	805,26	5,3684	21	586,8	3,912
8	1593,99	10,6266	22	497,29	3,31526667
9	1609,63	10,7308667	23	675,06	4,5004
10	1201,79	8,01193333	24	995,84	6,63893333
11	1581,36	10,5424	25	1115,28	7,4352
12	1642,38	10,9492	26	1077,44	7,18293333
13	1241,7	8,278	27	552,38	3,68253333
14	1172,82	7,8188			
La somme de N= 28358,92 KN				La Somme de S= 189,059 m²	

Tableau VIII.1. Les surfaces des semelles isolées.

VIII.2.2. Semelles filantes :

❖ La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :

Voile	$N(KN)$	$S = N/\sigma_{sol} (m^2)$
V1X	1128,6	7,524
V2X	1161,13	7,74086667
V3X	3138,99	-20,9266
V4X	2455,91	16,3727333
V5X	1146,65	7,64433333
V6X	1128,31	7,52206667
V1Y	1478,28	9,8552
V2Y	1611,33	10,7422
V3Y	827,75	5,51833333
V4Y	931,19	6,20793333
V5Y	985,94	6,57293333
V6Y	1042,96	6,95306667
V1YASC	1380,7	9,20466667
V2YASC	1443,54	9,6236
V1XASC	337,84	2,25226667
V2XASC	358,18	2,38786667
V3XASC	1204,57	8,03046667
Total	21761,87 KN	145,0791 m²

Tableau VIII.2. Les surfaces des semelles filantes.

L'effort normal des voiles dans notre bâtiment est : $N_{voile} = 21761,87 \text{ KN}$.

- La surface des semelles filantes des voiles : $S_{voil} = 145,0791 \text{ m}^2$.
- La surface des semelles isolées sous poteaux : $S_{pot} = 189,059 \text{ m}^2$.
- La Surface total du bâtiment $S_{Bat} = 346.81 \text{ m}^2$.

$$S_{total} = 189.059 + 145.079 = 334,1386 \text{ m}^2.$$

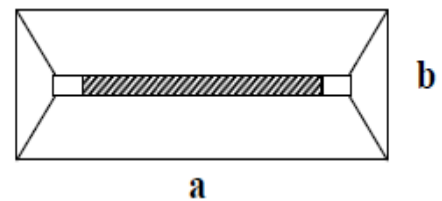


Figure VIII.3. Semelle filante.

$$\frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{334,1386}{346.81} = 0.9634 \dots \dots \dots 96.34\% > 50\%$$

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.

VIII.3. Radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour **un radier nervuré** , car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

VIII.3.1.1. L'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

❖ **Condition forfaitaire : $h \geq L_{\max}/20$.**

Il faut respecter la condition suivante : **$40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.**

Telle que : $L_x = 5.00 \text{ m}$. Donc on a : $h_r \geq 25 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 60 \text{ cm}$.

VIII.3.1.2. 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.

$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$, D'où : $h_n \geq 50 \text{ cm}$.

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 : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.

E : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

On obtient :

$$\bullet h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 0.7267 \text{ m}.$$

$$0.3 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \rightarrow 0.2180 \leq b \leq 0.5086$$

On adopte : $h_n = 1 \text{ m}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après la pratique **BAEL91(Art 3.2.1 p180)**, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}.$$

Avec :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{q_u * L_{\max}}{2}$.

N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 58737,1 \text{ KN}$.

D'où :

$$q_u = \frac{N_u * 1 \text{ ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{58737.1}{346.81} = 169.36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

$$V_u = \frac{169.36 * 5.00}{2} = 423.40 \text{ KN}.$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{423.40 \times 10^3}{500 \times 0.9 \times 1000} = 0.94 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

d. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « **RPA 99 VERSION 2003** », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1,5**.

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}.$$

Avec :

$\sigma_{\text{sol adm}}$: la capacité admissible de sol.

Donc :

$$S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{58737.1}{1.5 \times 150} = 261.053 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 346.81 \text{ m}^2.$$

❖ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

e. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = \mathbf{30\text{ cm}} .$$

Soit : **D = 30cm** .

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * (L_x + L_y) + D^2 = 346.81 + 0.30 \times (21.45 + 22.55) + 0.30^2 = \mathbf{360.1\text{ m}^2} .$$

Alors la surface du radier est : **S_{rad} = 360.1 m²**.

VIII.3.1.3. Vérification du poinçonnement :• **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \mathbf{CBA\ (Art\ A5.2.4.2)}$$

Avec :

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau **N_u = 2328.32 KN**.

h : L'épaisseur totale de la dalle.

μ_c : périmètre du contour cisailé :

$$\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 1) = \mathbf{6.2\text{ m}} .$$

Donc :

$$\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = \mathbf{4650\text{ KN}} .$$

→ **N_u = 2328.32 KN < 4650 KN** **CV**.

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement .

• **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité V3X de longueur **1.5 m** et **N_u = 3672,37 KN**.

$$\text{Pour une bande de 1 ml : } \frac{N_u}{\text{ml}} = \frac{3672.37}{1.5} = \mathbf{2448.24\text{ KN/ml}} .$$

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (2.5 + 0.2 + 2 \times 1) = 9.4 \text{ m.}$$

Donc :

$$\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 9.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 7050 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2448.24 \text{ KN} < 7050 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement .

VIII.3.2. Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X : $I_{xx} = 13419.8 \text{ m}^4$.
- Les inerties/Y : $I_{yy} = 11862.9 \text{ m}^4$.

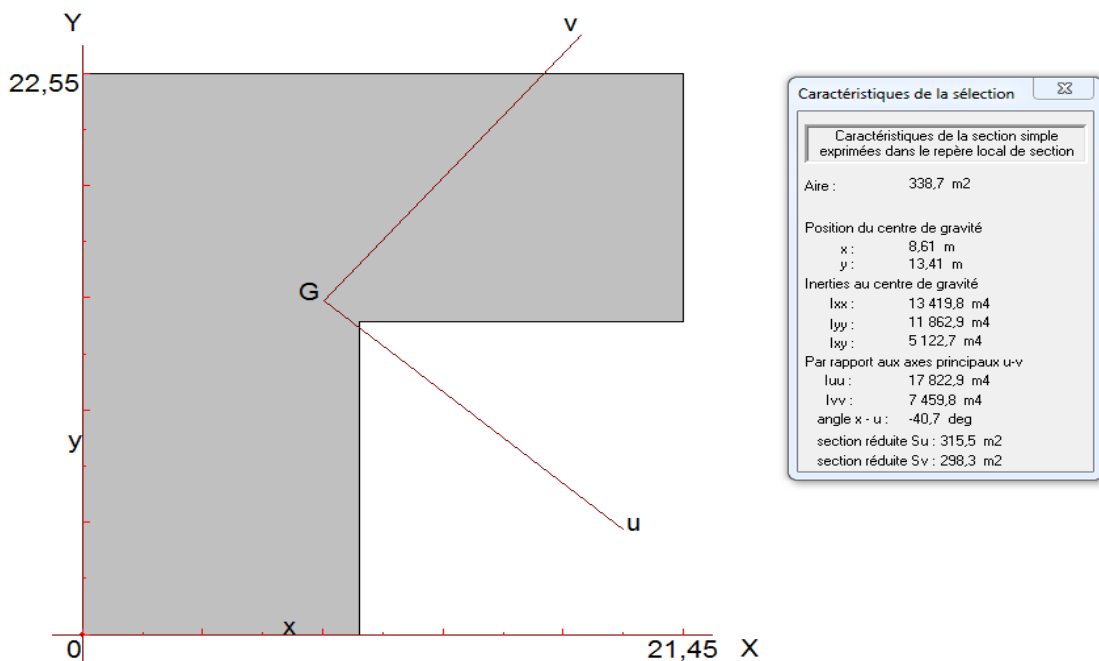


Figure VIII.4. Schéma du radier sous **SOCOTEC**.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (**infrastructure**) :

- $X_g = 8.61 \text{ m.}$
- $Y_g = 13.41 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 8.43 \text{ m.}$
- $Y_{gm} = 13.18 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,18 \text{ m.}$
- $e_y = 0.23 \text{ m.}$

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.

VIII.3.2.1. Vérification de la stabilité du radier :

VIII.3.2.1.1. 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 :

- $N_{bat} = 42945,69 \text{ KN.}$
- $N_{rad} = G_{rad} = 360.1 \times 0.6 \times 25 = 5401.5 \text{ KN.}$
- $N_t = 42945.69 + 5401.5 = 48347.19 \text{ KN.}$

Donc :

$$\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{48347.19}{360.1} = 134.26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

VIII.3.2.1.2. 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	30301.02	82456,373	2.72	5.36	CV
0.8G ± E_y	30301.02	86340,597	2.84	5.63	CV

Tableau VIII.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 : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times Y_G$.
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times X_G$.

On a: $I_x = 13419.8 \text{ m}^4$; $I_y = 11862.9 \text{ m}^4$.

	Sens-X	Sens-Y
M (KN.m)	82456,373	86340,597
N (KN)	30301.02	30301.02
σ_1 (KN/m ²)	166.54	146.81
σ_2 (KN/m ²)	1.74	21.48
σ_m (KN/m ²)	125.34	115.47

Tableau VIII.4. Calcul des contraintes .

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

VIII.3.2.1.3. Vérification de la compression sous : $G + Q \pm E$:

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
$G + Q \pm E_x$	42945,69	115065,949	234.24	45.43	187.03	CV
$G + Q \pm E_y$	42945,69	118950,173	253.72	32.92	198.52	CV

Tableau VIII.5. Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$.

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VIII.4. Ferrailage du radier

VIII.4.1. Dalle de radier :

VIII.4.1.1. Les combinaisons de charges :

❖ ELU :

$$q_u = 1.35 \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1.35 \left(\frac{5401.5}{360.1} - 150 \right) = -182.25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

❖ ELS :

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = -135 \frac{KN}{m^2}.$$

VIII.4.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4.60 \text{ m}$, $L_y = 4.90 \text{ m}$, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = 0.93 > 0,4 \rightarrow$ (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 .
- $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$
- $\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$

❖ ELU :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)
4.60 × 4.90	4.60	4.90	0.93	182.25	0.047	0.8550	181.25	154.96

Tableau VIII.6. Les sollicitations à l'ELU.

❖ ELS :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)
4.60 × 4.90	4.60	4.90	0.93	135	0.047	0.8550	134.26	114.79

Tableau VIII.7. Les sollicitations à l'ELS .

VIII.4.1.3. Calcul des sections d'armatures E.L.U:

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.50M_x$; $M_{ay} = 0.50M_y$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

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

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	90.625	135.937	77.48	116.22
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0.57	0.57	0.57	0,57
μ_{bu}	0.019	0.029	0.016	0.025
α	0.024	0.037	0.020	0.0315
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (cm)	56.45	56.15	56.54	56.28
A_s (cm ²)	4.61	6.95	3.93	5.93
$A_{s \min}$ (cm ²)	6.88	6.88	6.88	6.88
Choix des barres	6T14	6T14	6T14	6T14
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24

Tableau VIII.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU .

❖ Espacement maximal

- En travée : $S_t \leq \min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Sur appui : $S_t \leq \min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

On adopte pour un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

VIII.3.1.4. La vérification à l'E.L.S :

- $A'_s = 0 \rightarrow b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0$.
- $I = \frac{b*y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$.
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{st} = 15 * K(d - y)$; $\sigma_{bc} = K * y$
- $\bar{\sigma}_{bc \text{ adm}} = 0.6 * f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st \text{ adm}} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}\right) \rightarrow$ Fissuration très préjudiciable.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	67.13	100.695	57.395	86.092
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0.57	0.57	0.57	0,57
y (cm)	11,26	11,26	11,26	11,26
I (cm ⁴)	337559,27	337559,27	337559,27	337559,27
K (N/mm ³)	0,019	0.029	0,017	0,025
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2.139	3.26	1.914	2.815
σ_{st} (MPa)	130.359	198.969	116.637	171.525
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau VIII.9. Vérification des contraintes à l'ELS .

VII.4.1.5. Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

M_{ser} (KN.m)	μ_s	β	A_{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{tx} = 100.695$	0,0018	0.9287	11.53	55.16	2.99	Vérifier	6T16=12.06	15
$M_{ty} = 86.092$	0,0016	0.9325	9.81	59.02	2.79	Vérifier	6T16=12.06	15

Tableau VIII.10. Ferrailage à l'ELS.

VIII.4.2. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 30 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0.60 \text{ m}$, $d = 54 \text{ cm}$.

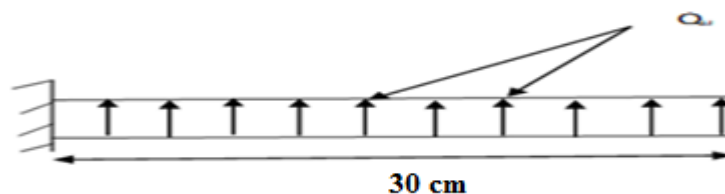


Figure VIII.5. Schéma du débord .

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2}$, Donc on ferraille à l'ELS :

❖ ELS :

- $Q_{\text{ser}} = 135 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = \frac{135 \times 0,30^2}{2} = \mathbf{6.075 \text{ KN.m}}$.
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164.97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa}$.

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}} = 0.84 \text{ cm}^2$.
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \mathbf{0.436 \text{ m}}$.
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1566.91 \text{ KN.m}$

→ $M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}}$: Section simplement armée.

Donc : $A_{\text{ser}} = 0.84 \text{ cm}^2$.

❖ Condition de non fragilité :

- $A_{\text{s min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \mathbf{6.52 \text{ cm}^2}$.
- $A_s = \max [A_{\text{ser}}; A_{\text{s min}}] \rightarrow A_s = \mathbf{6.52 \text{ cm}^2}$.

On adopte : $\mathbf{6T12 = 6.79 \text{ cm}^2}$.

❖ L'armature de répartition :

- $A_{\text{rx}} = \frac{A_s}{4} = \mathbf{1.69 \text{ cm}^2}$. → $3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$.
- $A_{\text{ry}} = \frac{A_s}{4} = \mathbf{1.69 \text{ cm}^2}$. → $3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

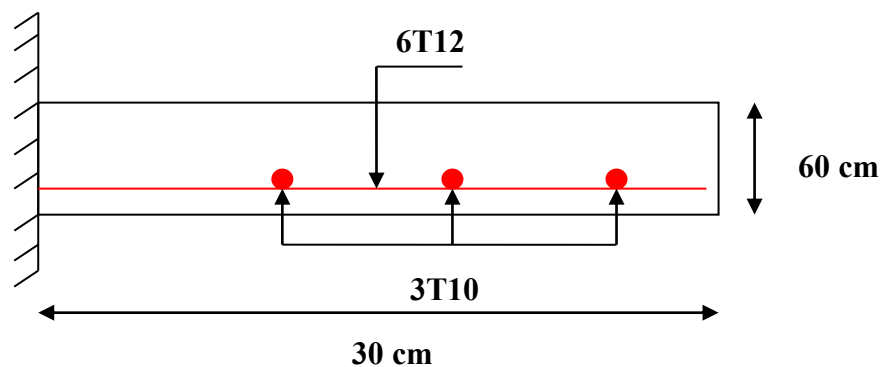


Figure VIII.6. Schéma de ferrailage du débord de radier.

VIII.4.3. 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.

VIII.4.3.1. 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 **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. 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.

VIII.4.3.2. 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.

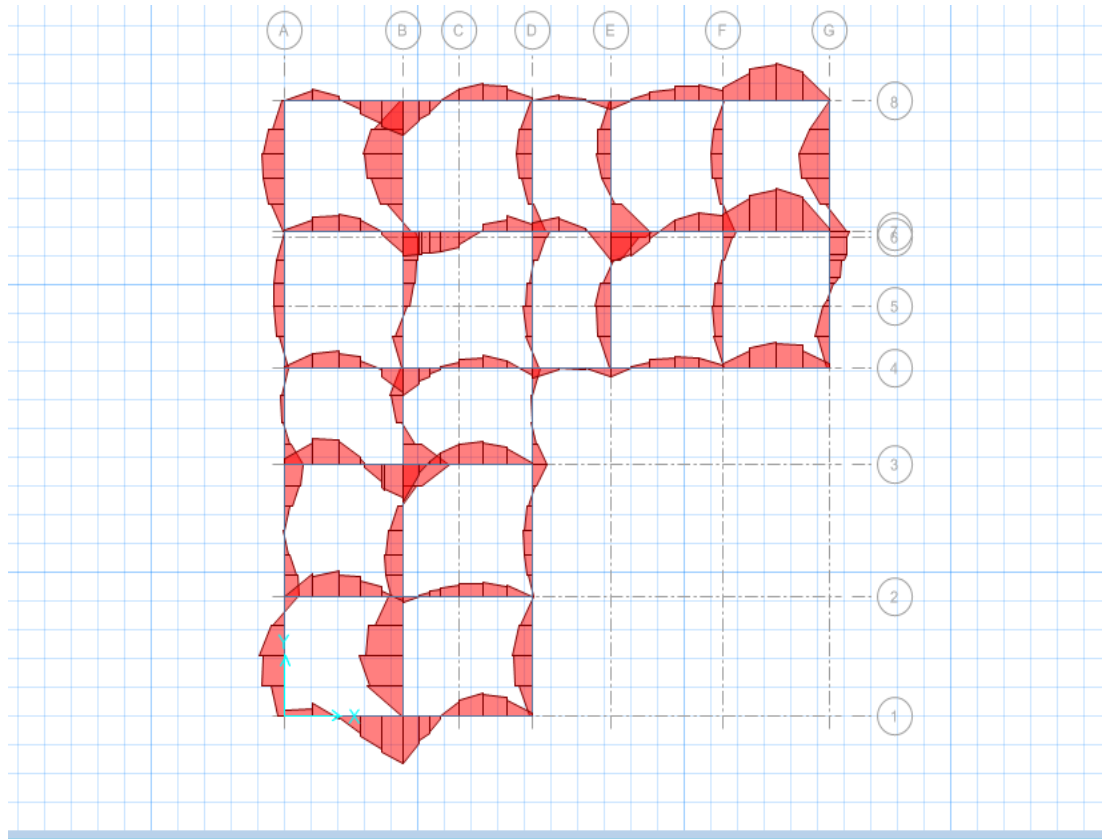


Figure VIII.7. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016 .

VIII.4.3.3. Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité : $L_x = 4.60 \text{ m}$, $L_y = 4.90 \text{ m}$
 $(b \times h) = (50 \times 100) \text{ cm}^2$.

1) Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	848.95	897.445
$b (m)$	0.50	0.50
$h (m)$	1	1
$d (m)$	0.95	0.95
μ_{bu}	0.132	0.14
α	0.178	0.189
$Z(cm)$	88.236	87.818
$F_{su}(Mpa)$	348	348
$F_{bu}(Mpa)$	14.2	14.2
$A_s (cm^2)$	27.64	29.39
$A_{smin}(cm^2)$	5.73	5.73
Chois des barres	6T25	6T25
$A_{sadop}(cm^2)$	29.45	29.45

Tableau VIII.11. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.

2) Vérification à ELS :

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	620.85	655.67
h (m)	1	1
d (m)	0.95	0.95
A_s (cm ²)	29.45	29.45
y (cm)	33.28	33.28
I (cm ⁴)	2911524.98	2911524.98
K (N/mm ³)	0.021	0.022
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15
σ_{bc} (MPa)	6.988	7.32
σ_{st} (MPa)	194.418	203.676
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CNV	CNV

Tableau VIII.12. Vérification à l'ELS.

3) Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

ELS	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	620.85	655.67
h (m)	1	1
b (m)	0.50	0.50
d (m)	0.95	0.95
$\sigma_{st adm}$ (Mpa)	164.97	164.97
μ_s	0.0083	0,0088
β_s	0.8626	0.8595
A_s (cm ²)	45.92	48.67
Choix des barres	10T25	10T25
$A_{s adop}$ (cm ²)	49.09	49.09
K	21.41	24.43
σ_{bc} (Mpa)	7.70	6.75
$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$	CV	CV

Tableau VIII.13. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{810.097 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.70 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$

❖ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h.$
- $A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 100}{100} = 5 \text{ cm}^2.$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14.**

VIII.4.3.4. Les armatures transversales :❖ **Espacement :**

D'après ^[2] l'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [\min \left(\frac{h}{4} ; 1,2\phi \right)]$$

❖ **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 $\phi 8.$

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : **$S_t = 15 \text{ cm.}$**
- Dans les zones nodales : **$S_t = 10 \text{ cm.}$**

VIII.4.3.5. Schéma de ferrailage :

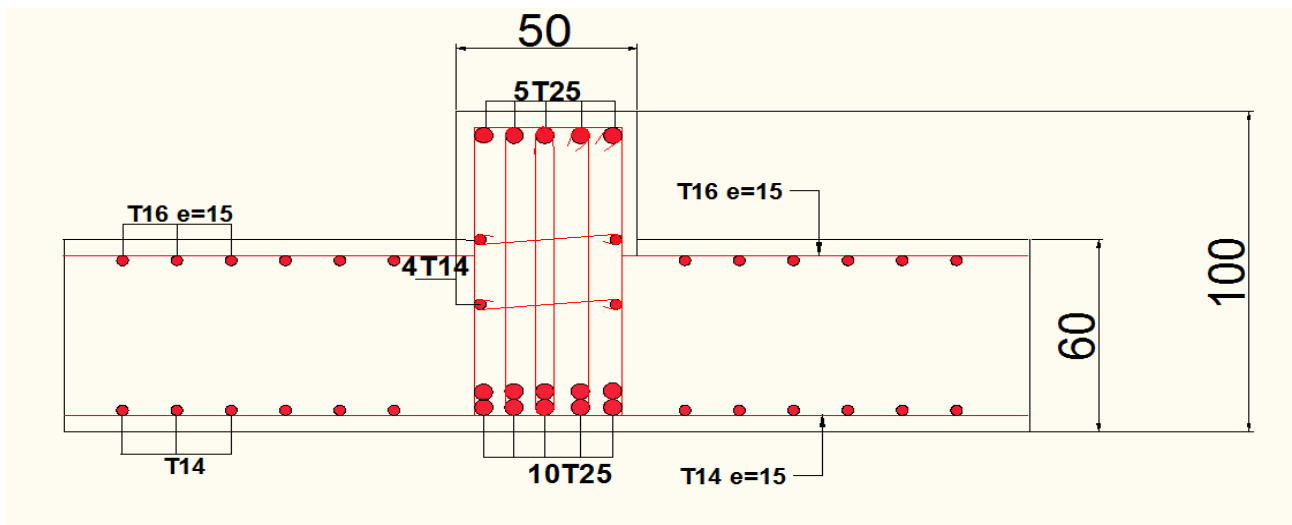


Figure VIII.8. Ferrailage des nervures : sur appuis .

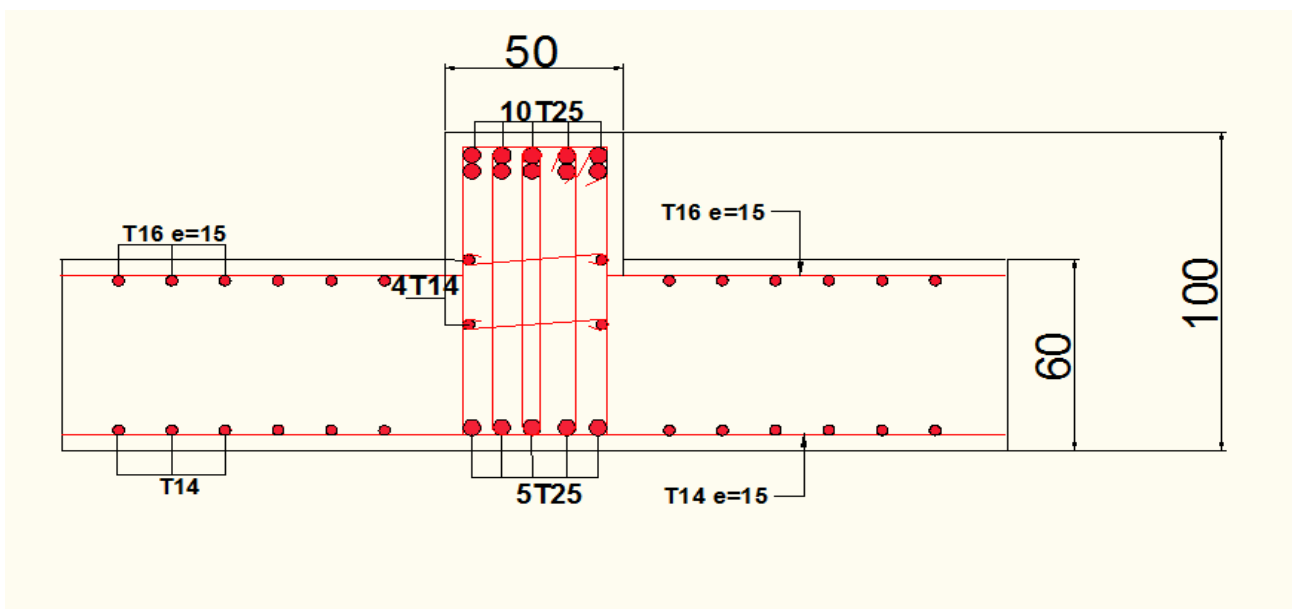


Figure VIII.9. Ferrailage des nervures : en travée .

VIII.5. Les longrines

VIII.5.1 Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les avant poteaux.

VIII.5.2. Rôle des longrines :

Elles ont pour rôle de :

- Porter les murs de façades ;
- Limiter les dallages ;
- Solidariser les points d'appui des poteaux s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

VIII.5.3. Ferrailage des longrines :

VIII.5.3.1. Sens longitudinale : on adopte (40×30)cm².

Les longrines sont soumises à la traction simple sous l'action d'une force égales à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}, \text{ tel que :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (sous 1,35G+1,5Q), égale à **2328.32 KN**.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique. **Zone II, site meuble : α = 12**

$$\text{Donc, } F = \frac{2328.32}{12} = 194.02 \text{ KN.}$$

1. Calcul des armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{F}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 5,57 \text{ cm}^2.$$

❖ Section minimale de RPA :

$$A_{s \text{ min}} = 0,6\% \times b \times h = \frac{0.6 \times 0.3 \times 0.4}{100} = 7.2 \text{ cm}^2.$$

❖ Le choix des barres :

$$A_s = 7.2 \text{ cm}^2 \dots \text{On adopte : } A_s = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des cadres :

$$St \leq \min (15 \Phi_L ; 20 \text{ cm}), \text{ on adopte un espacement : } St = 20 \text{ cm.}$$

2. Les armatures transversales :

❖ Espacement des cadres :

$St \leq \min (15 \Phi_L ; 20 \text{ cm})$, on adopte un espacement **St=20cm**.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \dots\dots A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2.$$

On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2,03 \text{ cm}^2$

VIII.5.3.2. Sens transversale : on adopte (35×30) cm².

1. Calcul des armatures longitudinales :

❖ Section minimale de RPA :

$$A_{\min} = 0,6 \times 30 \times 35 / 100 = 6,3 \text{ cm}^2.$$

❖ Le choix des barres :

$A_s = 6,3 \text{ cm}^2 \dots\dots$ On adopte: $A_s = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement des cadres :

$St \leq \min (15 \Phi_L ; 20 \text{ cm})$, on adopte un espacement **St=15cm**.

2. Calcul des armatures transversales :

❖ Espacement des cadres :

$St \leq \min (15 \Phi_L ; 20 \text{ cm})$, on adopte un espacement **St=15cm**.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \dots\dots A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2.$$

On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2,03 \text{ cm}^2$.

VIII.5.4. Schema de ferrailage :

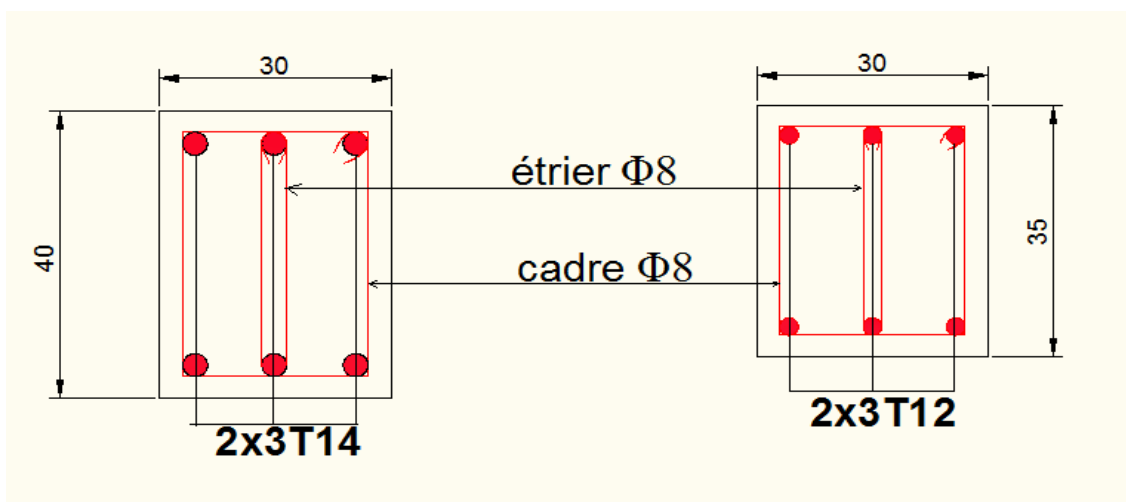


Figure VIII.10. Ferrailage des longrines.

VIII.6. Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années. Et de sentir les vraies difficultés que l'ingénieur en génie civil rencontre dans sa carrière professionnelle.

- Le choix des dimensions des éléments de la structure joue un rôle dans le poids total du bâtiment ainsi que son comportement vis-à-vis des états limites.
- Une bonne modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche de celui de la réalité.
- Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous a amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel **ETABS V9**. L'utilisation des logiciels de calcul des structures permet à l'ingénieur de gagner du temps.
- La disposition des voiles joue un rôle important vis à vis des charges accidentelles ainsi que l'interaction entre eux et les portiques, même si cette dernière n'est pas satisfaite, dans le cas des structures complexes l'ingénieur est obligé de combiner et de justifier par la satisfaction des autres exigences de la réglementation.
- Satisfaire l'ensemble des exigences de le **RPA** empêche l'ingénieur de commettre des erreurs dans l'étude d'une structure.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le **RPA** préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- Vu les charges importantes transmises aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Notons enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est une bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règlement American UBC97 (Uniforme Building Code).

Projet fin d'étude :

- **CHABLOUA, M., GHAOUI, L(2019).** Etude d'une tour en R+8 étages + 2 entre-sol à usage d'habitation et commercial implanté à Jijel. Mémoire Master : Génie civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.
- **AIT MANSOUR .Z, AIT BRAHIM.N. (2017).** Etude d'un bâtiment en béton armé (R+11+duplexe+entre sol) à usage d'habitation implanté a Bejaia. Mémoire Master : Génie Civil, Mat2riaux et Structure , Bejaia :Université de Bejaia .
- **LECHEHEB.H,TIBIGUI. N(2019).** Etude d'une tour R+19 avec 3 à contreventement mixte implanté dans la zone IIa .Mémoire Master : Génie Civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures. Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction

LOGICIELS

- ETABS V9.7.0.
- SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2010.
- PAINT.

ANNEXE

ANNEXE 1 :

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

ANNEXE 2 :

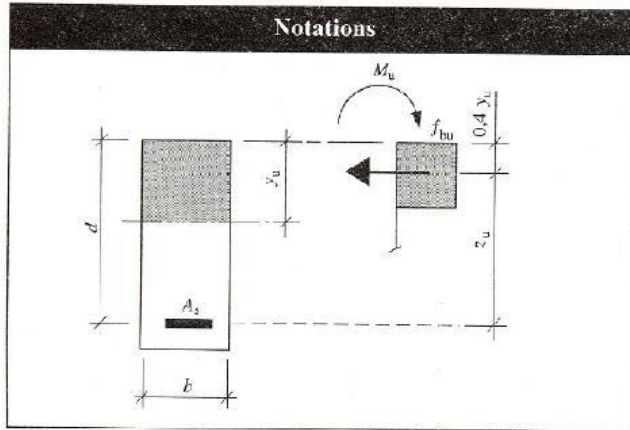
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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		M_x	μ_y	μ_x	M_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
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

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



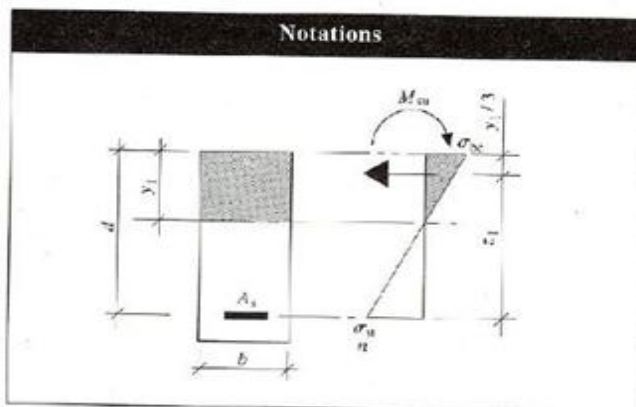
Contraintes de calcul	Paramètres
Béton	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ $\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$ $\varepsilon_{st} : \text{allongement armature } A_u$ $p_u : \text{pourcentage mécanique}$ $p_u = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$
$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	
Acier	
$f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	

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	0.003	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	0.023	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	0.095	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
 - Béton
- domaine élastique $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton σ_{bc} Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$	$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
Acier σ_{st} Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0.0000	8.88	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.63	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	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9211	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9057	0.105
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.8910	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	0.1077	0.234	0.8220	0.239
0.0024	46.61	0.1113	0.243	0.8088	0.261
0.0026	44.45	0.1145	0.252	0.7959	0.284
0.0028	42.53	0.1173	0.261	0.7831	0.307
0.0030	40.79	0.1204	0.269	0.7704	0.330
0.0032	39.23	0.1236	0.277	0.7578	0.353
0.0034	37.82	0.1268	0.284	0.7453	0.375
0.0036	36.51	0.1301	0.291	0.7329	0.399
0.0038	35.32	0.1334	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	0.6248	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.6132	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.6017	0.658
0.0060	26.47	0.1590	0.362	0.5903	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.5790	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.5678	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.5567	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.5457	0.777
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.5347	0.800
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.5238	0.823
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.5130	0.847
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.5023	0.871
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.4917	0.894
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.4812	0.918
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.4708	0.942
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.4605	0.966
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.4503	0.990
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.4402	1.014
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.4302	1.039
0.0092	19.96	0.1838	0.429	0.4203	1.063
0.0094	19.67	0.1851	0.432	0.4105	1.088
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.4007	1.112
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.3910	1.140