REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : structure

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT Á USAGE D'HABITATION (R+8+S-SOL) à ALGER

Étudier par :

AMRAOUI YOUSSEF

KHIATIN SELMA

Dirigé par :

Mr.M. MOULOUD SAIDI

Proposé par :

B.E.T OULD TURKI BENAISSA

PROMOTION JUIN 2012

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. SAIDI MOHAMED MOULOUD pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.
Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements aux ingénieures de CTC Centre sans exception surtout monsieur KADDIK AISSA, pour de multiples raisons : son accueil, au CTC Centre et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés. Exception surtout OULD TURKI BENAISSA, BOUKOFTANE.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

AMRAOUI / KHIATIN

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- ***Ma très chère mère FARIDA***
- ***Mon très cher père YOUCEF***
- ***Ma sœur et mes frères: SOUMIA, NASREDINNE, MOHAMED***
- ***Mes grands parents, mes oncles, mes tentes.***
- ***Touts mes cousins et mes cousines.***
- ***Toute la famille KHIATIN, BOUDJETTOU.***
- ***Mon binôme "AMRAOUI YOUSSEF " qui je le souhaite tout le bonheur et la belle vie.***
- ***Toutes mes amies intimes : MENACER IMEN ; CHERGUI SELMA; AIDI BESMA et BEN HAOUA WAHIBA ; SEKOURA ; IMEN ; SELMA***

Spécialement : à ABDELDJALLIL

- ***A tous ce qui ont m'aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.***
- ***Toute la promotion 2012.***



KHIATIN SELMA

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- ***Ma très chère mère ATIKA.***
- ***Mon très cher père MOHAMED.***
- ***Mes sœurs et mon frère: KARIMA, LEILA, HATEM.***
- ***Ma grande mère, mes oncles, mes tentes.***
- ***Toute la famille AMRAOUI, BOUGHRARA.***
- ***Mon binôme "KHIATIN SELMA " qui je la souhaite tout le bonheur et la belle vie.***
- ***Tous mes amis intimes : ALI , MOHAMED , NABILE ,BRAHIM ,SEFIANE,ABDELRAZEK ,HICHEM, KHALED ,TAQUI, MOURAD AMINE ,.....,et toutes mes amies.***
- ***Spécialement : à MOHAMED et DALELE***
- ***A tous ce qui ont m'aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.***
- ***Toute la promotion 2012.***

AMRAOUI YOUSSEF



Résumé

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (تحت أرضي +طابق أرضي +ثمانية طوابق). و المقرر بنائها في دراية بالجزائر العاصمة. و المصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقةIII).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر :

*(RPA99 Version2003): القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
*(CBA93): قانون الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (Robot version23.0) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية.

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bloc contient (sous sol+ RDC pour les locaux de commerce + 8 étages à usage d'habitation) dans le cadre de la construction de 1000 logements à DRARIA Wilaya d'ALGER, cette région est classée dans une zone de sismicité élevée (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA99 version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel. (ROBOT version23.0)

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This Project is a conception and study of block contain (underground+ ground for dealing+8 stories for dwelling) as part creation of 1000 homes in DRARIA city of ALGER; the region is classified as a high seismicity area III.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian standards (RPA99 version 2003) and the technical document CBA93.

The seism study has been realized according to the numerical method (finite element method) using the program. (ROBOT version 23.0)

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Sommaire

TABLE DES MATIERES

Remerciements……..
Résumé…….
Liste des tableaux……..
Liste des figures……
Notations……...
Introduction générale……

CHAPITRE I

I. Introduction…….……01
I.1. Présentation générale……..……..01
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage……..……..01
I.2.a. Dimension……..……..01
I.3. Structure de l'ouvrage……...……01
I.3.1. Système de contreventement……..……01
I.3.2. Plancher……..……01
I.3.3. Maçonnerie……..……...02
I.3.4. Revêtements……...……02
I.3.5. L'acrotère……..……..…...02
I.3.6. Les escaliers……..……..03
I.3.7. Infrastructure……..03
I.4. Caractéristique mécanique des matériaux……..……..03
I.4.1. Béton……03
I.4.2. Béton armé……..……04
I.4.3. Acier……..……..06
I.5. Principe de calcul du CBA93……..……..07
I.5.1. ELU de résistance……..……..07
I.5.2. ELS……..……09
I.6. Conclusion……..……...10

CHAPITRE II

II. Prédimensionnement et évaluation des charges……..……12
II.1. Introduction……..……12
II.2. Plancher……...….12
II.2.1. Plancher à corps creux……...…….12
II.2.2. Dalles pleines……..……...13

TABLE DES MATIERES

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation……..……14
II.3.1. Maçonnerie……..…….14
II.3.2. Plancher terrasse……..…….15
II.3.3. Plancher courant……..……..17
II.3.4. Dalle pleine……..…….18
II.4. Prdimensionnement des poutres……..…….19
II.5. Prédimensionnement des poteaux……..……..22
II.5.1. Etapes de prédimensionnement……..……22
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f……...….24
II.5.3. Calcul de l'effort N_u……..…….24
II.5.4. La surface reprise par le poteau……..…...26
II.5.5. Descente de charge……..…...27
II.5.6. Vérification selon le RPA99V2003……..…….30
II.5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99V2003……..…...30
II.6. Prédimensionnement des voiles……..…….31

CHAPITRE III

III.1. L'acrotère……..33
III.1.1. Introduction……....33
III.1.2. Principe de calcul……..…….33
III.1.3. Charges permanentes et d'exploitations……....33
III.1.4. Calcul des efforts……..…….34
III.1.5. Calcul de ferraillage……..…….34
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant……..….38
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……...…39
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme……...……39
III.2. Calcul des planchers……...……41
III.2.1. La dalle de compression……...…..41
III.2.2. Calcul des poutrelles……..…42
III.3. Les escaliers……...….66
III.3.1. Type I……...……..66
III.3.1.A. Prédimnsionnement……...…….67
III.3.1.A.1. Evaluation des charges et surcharges……..……...68
III.3.1.A.2. Détermination des sollicitations……..……...69

TABLE DES MATIERES

III.3.1.A.3. Détermination des efforts et ferraillage……..……70
III.3.1.b. Calcul de la poutre palière……..……74
III.3.1.b.1. Prédimensionnement……..…….74
III.3.1.b.2. Charges revenants à la poutre……..……...75
III.3.1.b.3. Ferraillage de la poutre et vérification à ELS…….....76
III.4. Calcul des dalles……...…….110
III.4.1. Prédimensionnement……..…...110
III.4.2. Calcul des efforts……...……110
III.4.3. Combinaison de charge……...…..110
III.4.4. Ferraillage……...…...111
III.4.5. Vérification à l'ELU……..112
III.4.6. Vérification à l'ELS……..……112
III.5. La dalle machine……..….118
III.5.1. Introduction……...…118
III.5.2. Prédimensionnement……...….119
III.5.3. Evaluation des charges et surcharges……..….120
III.5.4. Poids de la machine supportée…….....121
III.5.5. Calcul des sollicitations……..….122
III.5.5.a. Méthode de calcul……..…...122
III.5.5.b. Hypothèse (linge de rupture)……122
III.5.6. Calcul de ferraillage……....125
III.5.7. Vérification de l'effort tranchant……....128
III.5.8. Vérification à l'ELS……....127
III.5.9. Vérification de la flèche……..129
III.5.10. Vérification de poinçonnement……..130

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction……...131
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure……...…..131
IV.2.1. Centre de masse……131
IV.2.2. Centre de torsion……...…135
IV.2.3. Excentricité……...…138
IV.3. Choix de la méthode de calcul……...…141
IV.3.1. Introduction……...141

TABLE DES MATIERES

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale……..142
IV.4. Résultat de l'analyse dynamique……145
IV.4.1. Vérification de comportement……...…146
IV.4.2. Vérification de participation massique ……....147
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul……...148
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement…….....151
IV.4.5. Vérification des déplacements……..159
IV.4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ……..162

CHAPITRE V

V.1. Introduction……...165
V.2. Ferraillage des poutres……...165
V.2.1. Introduction……....165
V.2.2. Recommandation du RPA2003……...……...166
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS……...……171
V.2.4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……..……174
V.2.5. Calcul des armatures transversales…….176
V.2.6. Vérification de la flèche……..……...177
V.3. Ferraillage des poteaux……..……179
V.3.1. Introduction……179
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales……..……180
V.3.3. Détermination des armatures transversales……...….184
V.4. Ferraillage des voiles……..……...190
V.4.1. Introduction……..…..190
V.4.2. Voiles pleins……...…190
V.4.3. Voiles avec ouvertures……...….198

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction……...…206
VI.2. Type de fondation…….....206
VI.3. Connaissance du lieu du sol……..……206
VI.4. Choix de type de fondation……..…….207
VI.5. Le radier……..……..207
VI.5.1. Dimensionnement du radier……...……...208

TABLE DES MATIERES

VI.5.2. Vérification au non poinçonnement……..……209
VI.5.3. Etude du débord de radier…….....209
VI.5.4. Ferraillage du radier……..……...….211
VI.5.5. Ferraillage des nervures……..…..214
VI. 6. Etude du voile périphérique……..……...216
VI.7. Les longrines…….....220
VI.7.1. Introduction……...220
VI.7.2. Prédimensionnement…….....220
VI.7.3. Sollicitations……..220
VI.7.4. Ferraillage…….221
Conclusion générale……..
Bibliographie…….....

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
Tableau I.1.	Dimensions du bloc	01
Tableau I.2.	Les types d'aciers utilisées et leurs nuance	06
Tableau II.1.	Charges permanentes d'un mur simple cloison	14
Tableau II.2.	Charges permanentes d'un mur double cloison	15
Tableau II.3.	Charges permanentes du plancher terrasse	16
Tableau II.4.	Charges permanentes du plancher courant	17
Tableau II.5.	Charges permanentes de la dalle pleine	18
Tableau II.6.	Prédimensionement des poutres	20
Tableau II.7.	Calcul de $\overline{N_u}$	25
Tableau II.8.	Détermination des surcharges d'exploitation	28
Tableau II.9.	Vérification du ($1.1N_u \leq \overline{N_u}$)	29
Tableau II.10.	Vérification de coffrage des poteaux	30
Tableau II.11.	Vérification aux zones nodales	31
Tableau III.1.	Évaluation des charges et surcharges de l'acrotère	33
Tableau III.2.	Évaluation des efforts	34
Tableau III.3.	Les données	34
Tableau III.4.	Les charges de la poutrelle avant coulage	43
Tableau III.5.	Calcul des moments	43
Tableau III.6.	Calcul de nombre d'étaiement	45
Tableau III.7.	Évaluation des charges et surcharges des poutrelles	49
Tableau III.8.	Récapitulation des efforts internes	51
Tableau III.9.	Calcul et vérification des armatures	53
Tableau III.10.	Ferraillages longitudinaux des poutrelles	54
Tableau III.11.	Les armatures transversales des poutrelles et leurs espacements	56
Tableau III.12.	Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	56
Tableau III.13.	Vérification détaillé de la flèche des poutrelles	58
Tableau III.14.	Récapitulation des efforts internes	60
Tableau III.15.	Calcul et vérification des armatures	61
Tableau III.16.	Ferraillages longitudinaux des poutrelles	62
Tableau III.17.	Les armatures transversales des poutrelles et leurs espacements	64
Tableau III.18.	Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	64
Tableau III.19.	Vérification détaillé de la flèche des poutrelles	66
Tableau III.20.	Charge permanente de la paillasse de l'escalier type.1	67
Tableau III.21.	Charge permanente du palier de repos de l'escalier type.1	68
Tableau III.22.	Combinaison des charges de l'escalier type.1	68
Tableau III.23.	Récapitulation des efforts à l'E.L.U	69
Tableau III.24.	Récapitulation des efforts à l'E.L.S	70
Tableau III.25.	Les données	71
Tableau III.26.	Calcul des sections d'acier type.1	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.27. Les armatures de répartition……..72
Tableau III.28. Vérification de l'espacement des armatures ……..72
Tableau III.29. Vérification de ferraillages à l'E.L.S……..……73
Tableau III.30. Vérification de la flèche de l'escalier.1…….....74
Tableau III.31. Ferraillage et vérification de la poutre palière……...76
Tableau III.32. Charge permanente de la paillasse de l'escalier type.2……..81
Tableau III.33. Charge permanente du palier de repos de l'escalier type.2…….82
Tableau III.34. Combinaison des charges de l'escalier type.2…….……82
Tableau III.35. Récapitulation des efforts à l'E.L.U……83
Tableau III.36. Récapitulation des efforts à l'E.L.S…….……...84
Tableau III.37. Les données…….....85
Tableau III.38. Calcul des sections d'acier type.2……...85
Tableau III.39. Les armatures de répartition……..……..86
Tableau III.40. Vérification de l'espacement des armatures…….……...86
Tableau III.41. Vérification de ferraillages à l'E.L.S…….……....87
Tableau III.42. Vérification de la flèche de l'escalier.2…….....88
Tableau III.43. Vérification de la flèche de l'escalier.2 (2)……88
Tableau III.44. Ferraillage et vérification de la poutre palière.2.....91
Tableau III.45. Charge permanente de la paillasse de l'escalier type.3…….....96
Tableau III.46. Charge permanente du palier de repos de l'escalier type3…….....96
Tableau III.47. Combinaison des charges de l'escalier type.3……97
Tableau III.48. Récapitulation des efforts à l'E.L.U…….……...98
Tableau III.49. Récapitulation des efforts à l'E.L.S……99
Tableau III.50. Les données……..…….....100
Tableau III.51. Calcul des sections d'acier type.3…….....100
Tableau III.52. Les armatures de répartition…….…….....101
Tableau III.53. Vérification de l'espacement des armatures……..101
Tableau III.54. Vérification de ferraillages à l'E.L.S……102
Tableau III.55. Vérification de la flèche de l'escalier.3……103
Tableau III.56. Ferraillage et vérification de la poutre palière.3…….....105
Tableau III.57. Evaluation des charges et surcharges de la dalle machine……120
Tableau III.58. Les charges concentrées de la dalle machine…….……...121
Tableau III.59. Les charges et surcharges…….…….....122
Tableau III.60. Les données……...125
Tableau III.61. Calcul des sections d'acier de la dalle…….....126
Tableau III.62. Calcul de moment de service……128
Tableau III.63. Vérification à l'E.L.S……128

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse……135
Tableau IV.2. Calcul du centre de torsion……..138
Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique…….....139
Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité accidentelle……140
Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité totale……..141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.6. Détermination du facteur de qualité du bloc……144
Tableau IV.7. Le comportement des trois premier modes……..147
Tableau IV.8. Coefficient de participation massique…….....148
Tableau IV.9. Calcul de la force sismique …….....150
Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques ……..150
Tableau IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X ……153
Tableau IV.12 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y …….....155
Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement ……..157
Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant …….……...158
Tableau IV.15. Vérification de stabilisation ……...158
Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étages sens X ……...160
Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y ……161
Tableau IV.18. Vérification de l'effet P-Δ sens X …….....163
Tableau IV.19. Vérification de l'effet P-Δ sens Y …….....164

Tableau V.1. Effort et section d'acier adopté poutre principale……....167
Tableau V.2. Vérification selon le RPA et CBA……...168
Tableau V.3. Effort et section d'acier adopté poutre secondaire……....169
Tableau V.4. Vérification selon le RPA et CBA…….....170
Tableau V.5. Vérification des contraintes à ELS poutre principale……...172
Tableau V.6. Vérification des contraintes à ELS poutre secondaire…….....173
Tableau V.7. Vérification de la contrainte de cisaillement……175
Tableau V.8. Calcul des armatures transversales et leurs espacement……..176
Tableau V.9. Vérification de la flèche des poutres……...177
Tableau V.10. Evaluation de la flèche de la PP…….....178
Tableau V.11. Evaluation de la flèche de la PS……...178
Tableau V.12. Ferraillage des poteaux à l'ELU……182
Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales à l'ELS……184
Tableau V.14. Vérification des contrainte de cisaillement des poteaux…….....186
Tableau V.15. Vérification de la quantité des armatures transversales……188
Tableau V.16. Calcul de ferraillage vertical du voile de RDC……..193
Tableau V.17. Calcul de ferraillage vertical du voile 1^{er} ;2^{eme} étage 193
Tableau V.18. Calcul de ferraillage vertical du voile 3 ; 4 et $5^{éme}$ étage ……...193
Tableau V.19. Calcul de ferraillage vertical du voile 6 ; 7 et $8^{éme}$ étage 194
Tableau V.20. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements……194
Tableau V.21. Vérification de la contrainte limite des voiles……196
Tableau V.22. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements……...197
Tableau V.23. Ferraillage des trumeaux……198
Tableau V.24. L'espacement des armatures verticales des trumeaux……198
Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux……199
Tableau V.26. Calcul des armatures horizontales et l'espacement des trumeaux……..199
Tableau V.27. Contrainte de cisaillement des linteaux……...204
Tableau V.28. Armatures longitudinales et de peau des linteaux……...204

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.29. Armatures transversales des linteaux……..204

Tableau VI.1. Calcul des armatures longitudinales du radier à l'ELU……...213
Tableau VI.2. Vérification des armatures du radier à l'ELS…….....213
Tableau VI.3. Calcul des armatures longitudinales de la nervure à l'ELU…….215
Tableau VI.4. Vérification des armatures de la nervure à l'ELS……....215
Tableau VI.5. Calcul du ferraillage à l'ELU du débord…….....218
Tableau VI.6. Vérification des armatures du débord à l'ELS…….219

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figures	Titre	Page
Figure I.1.	Diagramme contrainte-déformation du béton	07
Figure I.2.	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	09
Figure II.1.	Coupe du plancher à corps creux	13
Figure II.2.	Composants d'un plancher terrasse	15
Figure II.3.	Composants d'un plancher courant	17
Figure II.4.	Dimensionnement de la poutre	19
Figure II.5.	Charges supportées par la poutre principale	21
Figure II.6.	Section réduite du poteau	23
Figure II.7.	Surface reprise par le poteau	26
Figure II.8.	Coupe de voile en plan	32
Figure III.1.	L'acrotère	33
Figure III.2.	Section de béton armé à l'E.L.U	35
Figure III.3.	Ferraillage de l'acrotère	40
Figure III.4.	Disposition des armatures de la table de compression	42
Figure III.5.	Schématisation de la poutrelle avant coulage	43
Figure III.6.	Choix de disposition des étaiements	44
Figure III.7.	Travée avec 3 étais espacées de 1.17m	45
Figure III.8.	Poutrelle à 4 travées	49
Figure III.9.	Diagramme des moments de poutrelle à l'E.L.U	50
Figure III.10.	Diagramme d'effort tranchant à l'E.L.U	50
Figure III.11.	Diagramme des moments des poutrelles à l'E.L.S	51
Figure III.12.	Les sections considérées pour le calcul de ferraillage	52
Figure III.13.	Disposition constructive des armatures	54
Figure III.14.	Diagrammes des moments à l'E.L.U	58
Figure III.15.	Diagramme d'effort tranchant à l'E.L.U	59
Figure III.16.	Diagrammes des moments à l'E.L.S	59
Figure III.17.	Disposition des armatures	62
Figure III.18.	Dimension de l'escalier type.1	66
Figure III.19.	Schéma statique des efforts de l'escalier type1.ELU	69
Figure III.20.	Schéma statique des efforts de l'escalier type1.ELS	70
Figure III.21.	Schéma statique de la poutre palière type.1	75
Figure III.22.	Dimension de l'escalier type.2	80
Figure III.23.	Schéma statique des efforts de l'escalier type2.ELU	83
Figure III.24.	Schéma statique des efforts de l'escalier type2.ELS	84
Figure III.25.	Schéma statique de la poutre palière type.2	89
Figure III.26.	Dimension de l'escalier type.3	95

LISTE DES FIGURES

Figure III.27. Schéma statique des efforts de l'escalier type3.ELU……...98
Figure III.28. Schéma statique des efforts de l'escalier type3.ELS……99
Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière type.3…….....104
Figure III.30. Schéma statique de la dalle type.1……110
Figure III.31. Schéma statique de la dalle type.2……...114
Figure III.32. Dimension de la machine……119
Figure III.33. Différents charges supportées par la dalle machine……121
Figure III.34. Les lignes de rupture……123
Figure III.35. Schéma caractéristique du poinçonnement…….....132

Figure IV.1. Inertie des voiles et des poteaux……...132
Figure IV.2. Disposition du voile vue 3D……134
Figure IV.3. Spectre de réponse X,Y……145
Figure IV.4. Le comportement des trois premiers modes…….146
Figure IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….151
Figure IV.6. Distribution des forces sismiques ……152
Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……...154
Figure IV.8. Concentration des forces sismique aux étages suivant Y…….....156

Figure V.1. Définition de la zone nodale dans les poteaux……..180
Figure V.2. Disposition des armatures pour les poteaux……...189
Figure V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles……..192
Figure V.4. Moments et efforts tranchants dans les linteaux…….202
Figure V.5. Armatures du linteau selon le RPA…….....203
Figure V.6. Section des linteaux…….....203

Figure VI.1. Schéma d'un radier nervuré……207
Figure VI.2. Schéma statique du débord de radier……..210
Figure VI.3. Les moments subissant par le mur de soutènement……217
Figure VI.4. Ferraillage des longrines…….....222

Notation

Notation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c_1, c_2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Introduction générale

Introduction générale

Ce projet est une conception et étude d'une structure multifonction (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC pour les locaux de commerces+ 8 étages à usage d'habitation).

Dans le cadre de la construction de 1000 logements à DRARIA, wilaya d'Alger, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions. Le second traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4^{éme} chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "ROBOT version 23.0", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5^{éme} chapitre.

Finalement, le bloc est fondé conformément au rapport du sol.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

Chapitre I

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I. Introduction générale :

I.1. Présentation générale :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+8+S-SOL) à usage multiple (commerce, habitation) ; ce bâtiment est situé à « DRARIA » wilaya d'ALGER, il a confié par le bureau d'étude et d'architecture Mme OUADA .A. Architecte D.P.E (DELY IBRAHIM). Celui ci est classé selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.a. Dimensions :

Tableau I .1 . Dimensions du bloc

Dimensions en plan		Dimensions en élévation
Longueur	L_0 = 24.30 m	Hauteur totale du bâtiment: H=34.21 m Hauteur de l'étage courant: h =3.06 m Hauteur de RDC:…….. ..h_r=4.13 m Hauteur du sous-sol :……...h_s=3.00 m
Largeur	L_1= 22.40 m	

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.3.2. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type :

- Plancher à corps creux d'épaisseur 25cm (20+5) avec poutrelles coulées sur place, dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.
- Plancher à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

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

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux(2) volées pour le sous-sol et les étages courants et (3) volées pour le RDC.

I.3.7. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction sol-structure, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la superstructure au bon sol. Pour notre projet les fondations sont choisies conformément au rapport du sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1.a. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (**CPJ42.5) .**

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (8/15** et **15/25)**

I.4.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2.Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.2.a. Résistance du béton : [2]

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4.2.b. Résistance caractéristique à la compression : ►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \qquad \textbf{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \qquad \textbf{Pour } f_{c28} > 40\ Mpa.$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.4.2.c. <u>Résistance caractéristique à la traction</u> : ►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton à "j" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

De même la résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}} \qquad \textbf{avec} \qquad \boldsymbol{f_{cj}} \textbf{ et } \boldsymbol{f_{tj}} \textbf{ en MPa.}$$

I.4.2.d. <u>Coefficient de poisson υ</u> : [2]

$$\frac{allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{raccourssissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

- $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.4.2.e. <u>Module de déformation longitudinale</u> : [2]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$\boldsymbol{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}} \qquad \text{►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄}$$

où :

f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "j" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{Vj} est pris égal à :

$$E_{Vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3}$$ Soit :

$$\boldsymbol{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$$ ►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄.

I.4.2.f. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$\mathbf{G} = \frac{\boldsymbol{E}}{\mathbf{2}(\mathbf{1}+\boldsymbol{\upsilon})}$$

E : module de Young.

I.4.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.3.a. Type d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I -2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	6 *et* 8	**235**
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	-	**400**
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	**520**

I.4.3.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5 MPa$.

I.5. Principe de calcul du CBA 93 :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - La résistance de l'un des matériaux
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation.

I.5.1. E.L.U de résistance :

I.5.1.a. Contrainte du béton en compression : [2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

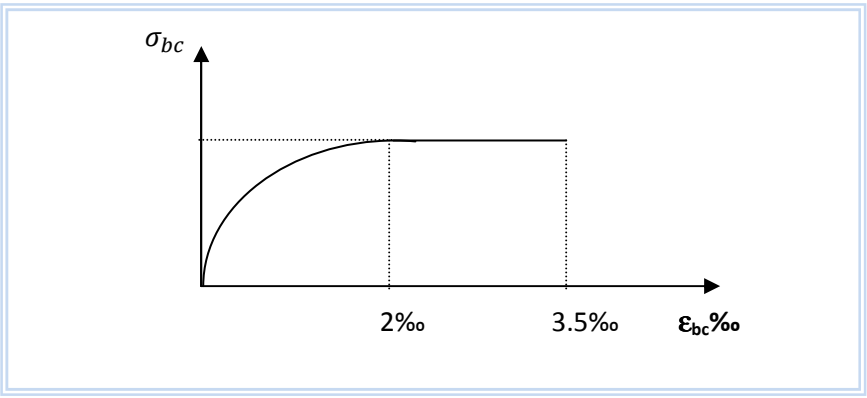


Figure I -1 : Diagramme contrainte déformation du béton [2]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \textbf{[2]}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 & \text{Pour une situation durable ;} \\ \gamma_b = 1{,}15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.} \\ \theta = 0.9 & \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;} \\ \theta = 0.85 & \text{Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;} \end{cases}$

I.5.1.b. <u>Contrainte ultime de cisaillement</u> :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b},\ 5Mpa\right) \qquad \textbf{[2]}$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b},\ 4Mpa\right) \qquad \textbf{[2]}$$

I.5.1.c. <u>Contrainte limite de l'acier</u> : ►► Art [A.2.2.2] ◄◄ **[2]**

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

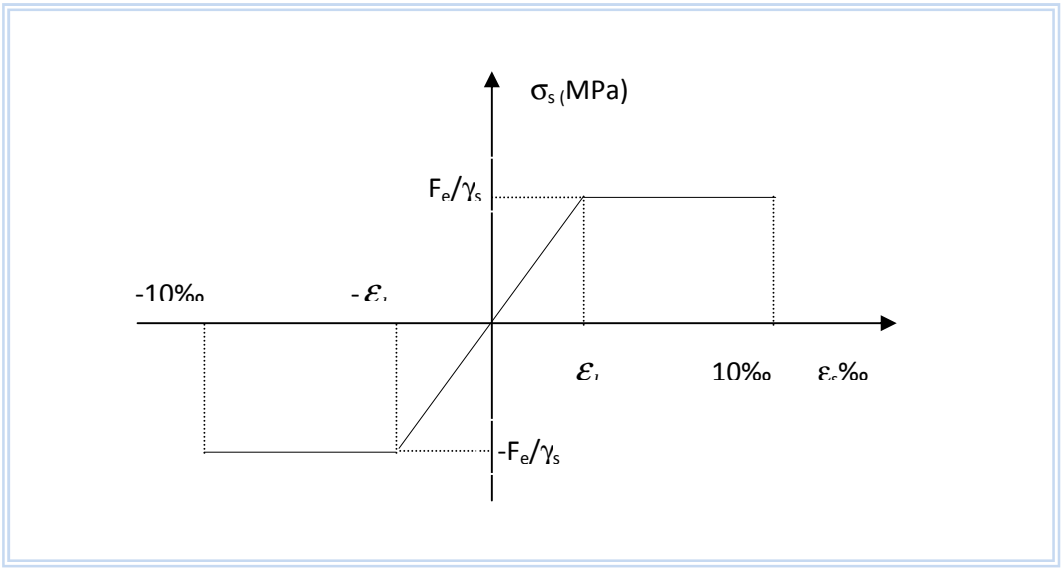


Figure I -2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier [2]

$$\overline{\sigma_s} = {f_e}/{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & situation\ durable \\ \gamma_s = 1 & situation\ accidentelle \end{cases}$$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

I.5.2. A l'E.L.S :

I.5.2.a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$ **[2]**

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.5.2.b. <u>E.L.S de contrainte limite de l'acier</u> : [2] ►► Art [A.4.5.3.3] ◄◄

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_s}=Min\left\{\frac{2}{3}f_e;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \quad \text{[MPa]}$$

- Fissuration très préjudiciable

$$\overline{\sigma_s}=Min\left\{\ 0.5f_e;\ 90\sqrt{\eta f_{tj}}\ \right\} \quad \text{[Mpa]}$$

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

η= 1.3 pour les HA< 6mm

η= 1.6 pour les HA> 6mm

η= 1 pour les ronds lisses.

I.6. <u>Conclusion</u> :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

$f_{c28} = 25\ Mpa$

$f_{t28} = 2.1\ Mpa$

$E_{i28} = 32164.195\ Mpa$

$E_{v28} = \frac{1}{3}\ E_{i28} = 10721.398\ Mpa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} \textbf{14.2 Mpa} : \text{Situation durable} \\ \textbf{18.5 Mpa} : \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} \textbf{3.33 Mpa} : \text{Fissuration peu nuisible} \\ \textbf{2.5 Mpa} : \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

$F_e E400$, $f_e = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$F_e E235$, $f_e = 235\ Mpa$: Pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II. Prédimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Les planchers:

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

Le règlement CBA93 n'exige que **$ht \geq L/22.5$** :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

On a donc **L= 4.70 m**

$$ht \geq 470/22.5$$

$$ht \geq 20.88 \text{ cm}$$

On prend donc ht= 25 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (20+5) telle que ht = (d+e).

Donc : ht = (20+5) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- $ht \geq 16$ cm d'où on a: 25cm >16cm (C.V)

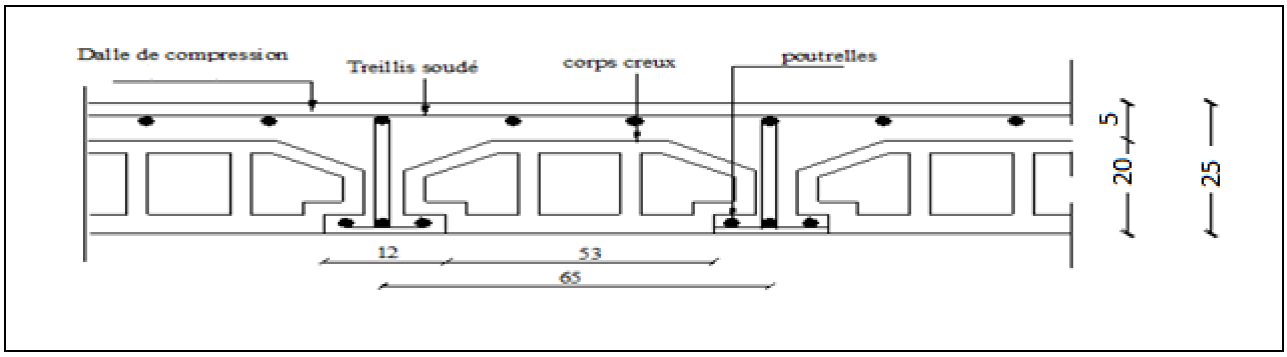


Figure II -1: coupe du plancher à corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Cas de 4 appuis :

Pour le cas de notre structure, on a : L= 3.75m

- Critère de résistance $375/45 \leq e_p \leq 375/40 \Rightarrow 8.33 \leq e_p \leq 9.375cm$

ii) **Sécurité contre l'incendie :** **[2]**

ep = 7cm : une heure coupe- feu.

ep = 11cm : deux heures coupe- feu.

iii) **condition d'isolation acoustique :** **[2]**

ep ≥ 15 cm.

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

❖ **Conclusion** :

Pour la dalle pleine on adoptera : ep = 15 cm

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m ⇒ $f \leq \frac{L}{500}$ **[2]**

Si L > 5m ⇒ $f \leq \frac{L}{1000} + 0.5$

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : [3]

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				1.62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II -2. Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.52

II.3.2.Plancher terrasse:

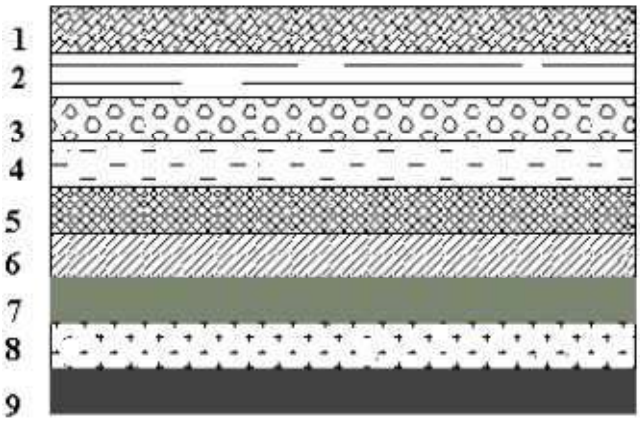


Figure II -2. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.a. Charge permanente plancher terrasse :

Tableau II -3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.05
8	Plancher corps creux	0.25	-	3.30
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				7.04

II.3.2.b. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m^2

II.3.3.Plancher courant:

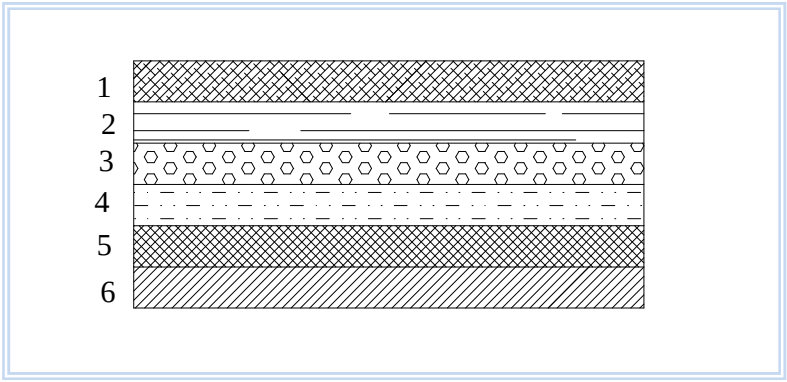


Figure II -3. Composants d'un plancher courant

II.3.3.a. Charge permanente :

Tableau II -4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Plancher corps creux	0.25	-	3.30
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Murs simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				6.5

II.3.3.b. Surcharge d'exploitation :

- ✓ Plancher courant à usage d'habitation : Q=1.50 kN/m^2.
- ✓ Le R.D.C à usage commercial : Q=5 kN/m^2.

II.3.4 Dalle pleine :

II.3.4.1. Balcon :

II.3.4.1.a. Charge permanente :

Tableau II -5. Charge permanente du balcon

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.0	18	0.36
Total				5.49

II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :

Q=3.5kN/m^2.

II.4. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

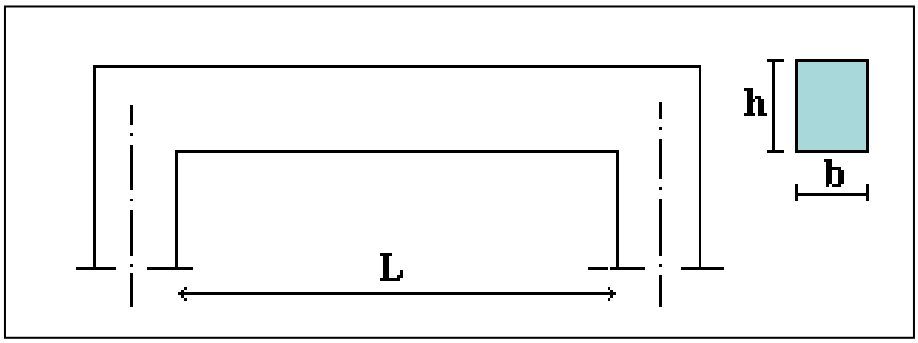


Figure II -4. Dimensionnement de la poutre

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0.6h \leq b \leq h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: ►► Art [7.5.1] ◄◄ [1]

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à Y-Y).

Tableau II -6. Prédimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
	L_{max}= 4.55m ⇒ 30.33cm≤h≤45.5cm on adopte : h = **45** cm ⇒ 27 cm ≤ b ≤45cm On adopte : b = **30** cm	L_{max}= 4.55m⇒ 30.33≤h≤45.5cm On adopte : h=**35**cm ⇒21≤b≤35cm On adopte : b=**30** cm
Vérification selon le RPA2003	h=45cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4 (condition vérifiée)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.17≤ 4 (condition vérifiée)
Condition de rigidité (h/l≥1/16)	(h/L=0.0975) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0744) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
conclusion	h = **45**cm ; b = **30** cm	h = **35**cm ; b = **30** cm

Vérification de la flèche :

***plancher courant commercial** :

-poids propre de la poutre : Gp=0.3 ×0.45 × 25=3.375 KN/ml.

-poids propre du plancher courant : $G_{plancher}$= 7 (5-0.3) =30.55 KN/ml.

-$Q_{plancher}$=5× 5 =25 KN/ml.

Poids total :p_{tot}= G_{poutre}+$G_{plancher}$+$Q_{plancher}$ = **58.92 KN/ml.**

Alors : on prend **$P_{tot,max}$=58.927KN/ml.**

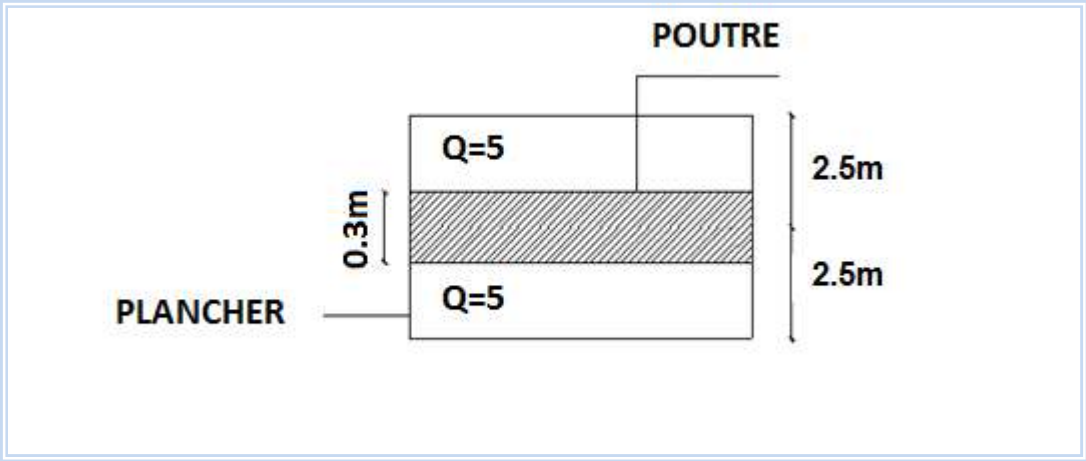


Figure II .5. Charges supportées par la poutre principale (plancher courant commercial)

La flèche de la poutre est calculée comme suit : [2]

$\mathbf{F=\frac{PL^4}{384.E.I}}$; $\mathbf{I=\frac{bh^3}{12}}$ et $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0.89\ cm^2$

$\mathbf{F \leq F_{Limite}}$

$F=12\times5\times58.927\times (4.45)^4 / (384 \times32164.2\times 0.3\times (0.45)^3)$.

$F= 0.41cm < F_{limite}=0.89cm$ (CV).

Conclusion:

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante:

(b× h) = (30× 45) cm2.

II.5. Prédimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.1.1] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

II.5.1.Etapes de prédimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄.

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} & \text{Zone III} \\ \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4. \end{cases}$$

On a :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec :

- $\overline{Nu}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- **Br** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle **1cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- γ_b**=1.5** et γ_s**=1.15** : coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1 % de la section réelle du poteau ($\mathbf{A=\frac{B}{1000}}$).

- α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique **λ**, qui prend les valeurs :

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

$\boldsymbol{\lambda}=\frac{L_f}{i}$; $i=\frac{b}{\sqrt{12}}$ (pour la section rectangulaire).

Où :

i : rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : longueur de flambement.

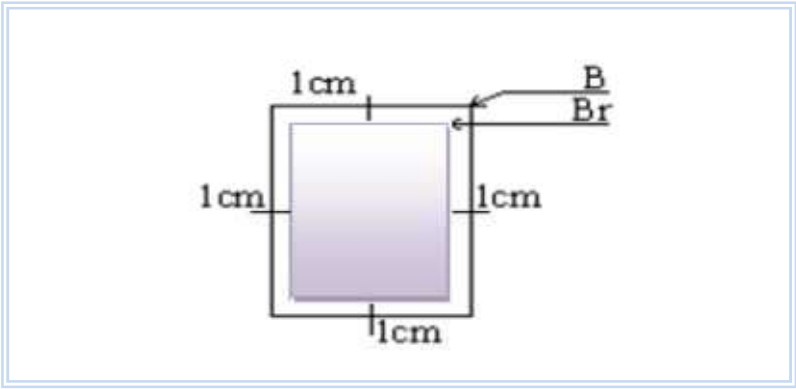


Figure II -6. Section réduite du poteau

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** défini la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation ;
  - Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- L_0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a :

- L_0= 3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants.
- L_0=4.13m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec RDC.
- L_0=3.00m : est comptée entre face supérieure du RDC avec le sous-sol.

- Pour les étages courants, le RDC et sous-sol on a **$L_f = 0.7L_0$.**

II.5.3. Calcul de l'effort N_u :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

- Une section de (**55×55**) cm^2 pour le sous-sol, RDC, 1^{er} et le $2^{éme}$ étage.
- Une section de (**50×50**) cm^2 pour le $3^{éme}$, $4^{éme}$, et le $5^{éme}$ étage.
- Une section de (**45×45**) cm^2 pour le $6^{éme}$, $7^{éme}$ et le $8^{éme}$ étage.

Tableau II .7. Calcul de $\overline{N_u}$

	Dimension	Br(mm^2)	λ	α	A_s (mm^2)	$\overline{N_u}$(kN)
Le 8^{éme} étage	45×45	184900	16.49	0.8138	202.5	2843.83
Le 7^{éme} étage	45×45	184900	16.49	0.8138	202.5	2843.83
Le 6^{éme} étage	45×45	184900	16.49	0.8138	202.5	2843.83
Le 5^{éme} étage	50×50	230400	14.84	0.7835	250	3411.06
Le 4^{éme} étage	50×50	230400	14.84	0.7835	250	3411.06
Le 3^{éme} étage	50×50	230400	14.84	0.7835	250	3411.06
Le 2^{éme} étage	55×55	280900	13.49	0.8254	302.5	4380.45
Le ^{1er} étage	55×55	280900	13.49	0.8254	302.5	4380.45
RDC	55×55	280900	18.21	0.8063	302.5	4279.10
Sous- sol	55×55	280900	13.23	0.8263	302.5	4385.23

II.5.4 La surface reprise par le poteau : le poteau le plus sollicité situe au voisinage du poteau de la rive.

- ✓ La surface pour le sous-sol, RDC, 1er et 2éme étage :

S= (2,22+2,22).2,22+ (2,22+2,22).2,22+0,25.(2,22+2,22)+0,25.(2,22+2,22)

S= 21,93 m²

- ✓ La surface pour le 3éme, 4éme, 5éme étage :

S= (2,25+2,25).2,25 +(2,25+2,25).2,25 +0,2.(2,25+2,25)+0,2.(2,25+2,25)

S= 22,05 m²

- ✓ La surface pour le 6éme, 7éme,8éme étage :

S= (2,27+2,27).2,27+(2,27+2,27).2,27+ 0,15.(2,27+2,27)+0,15.(2,27+2,27)

S= 21,97 m²

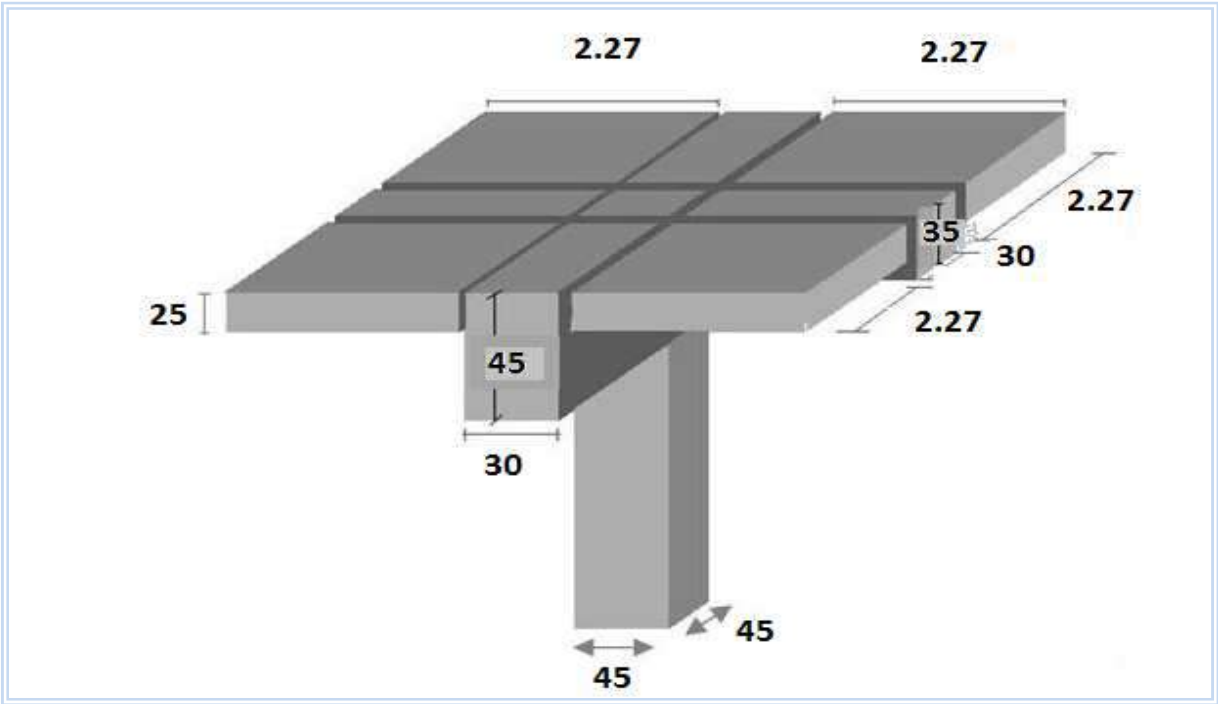


Figure II -7. Surface reprise par le poteau du 6éme, 7éme et 8éme étage

II.5.5. Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄ [3]

II.5.5. a. Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10% jusqu'à 0.5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n)$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1 , Q_2,…..,Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II -8. Détermination des surcharges d'exploitation

	q (kN/m²)	Q(kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q (kN)
Le 8éme étage	1	Q_0	21.97		21.97
Le 7éme étage	1.5	Q_1	32.95	1	54.92
Le 6éme étage	1.5	Q_2	32.95	0.95	86.22
Le 5éme étage	1.5	Q_3	33.07	0.9	115.98
Le 4éme étage	1.5	Q_4	33.07	0.85	144.09
Le 3éme étage	1.5	Q_5	33.07	0.8	170.55

Le 2éme étage	1.5	Q_6	32.89	0.75	195.22
Le 1er étage	1.5	Q_7	32.89	0.714	218.70
RDC	1.5	Q_8	32.89	0.69	241.39
Sous- sol	5	Q_9	109.65	0.67	314.85

II.5.5.b. charges permanentes et N_u :

Tableau II -9. Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N_u}$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
8éme étage	Poutre p	15.35	197.45	197.45	21.97	299.51	329.46	2843.83	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	15.49							
	plancher	154.67							
7éme étage	Poutre p	15.35	185.58	383.03	54.92	600	660	2843.83	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	15.49							
	plancher	142.80							
6éme étage	Poutre p	15.35	185.58	568.61	86.22	896.95	986.65	2843.83	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	15.49							
	plancher	142.80							

5éme étage	Poutre p	15.35	189.21	757.82	115.98	1197.03	1316.73	3411.06	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	19.12							
	plancher	142.80							
4éme étage	Poutre p	15.35	189.21	947.03	144.09	1494.62	1644.08	3411.06	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	19.12							
	plancher	142.80							
3éme étage	Poutre p	15.35	189.21	1136.24	170.56	1789.76	1968.74	3411.06	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	19.12							
	plancher	142.80							
2éme étage	Poutre p	15.35	193.23	1329.47	195.23	2087.63	2296.39	4380.45	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	23.14							
	plancher	142.80							
1er étage	Poutre p	15.35	193.23	1522.70	218.72	2383.72	2622.10	4380.45	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	23.14							
	plancher	142.80							
RDC	Poutre p	15.35	201.32	1724.02	241.41	2689.54	2958.50	4279.1	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	31.23							
	plancher	142.80							
Souf-sol	Poutre p	15.35	192.78	1916.80	314.87	3060	3365.98	4385.23	oui
	Poutre s	11.94							
	Poteau	22.69							
	plancher	142.80							

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II .10. Vérifications de coffrage des poteaux

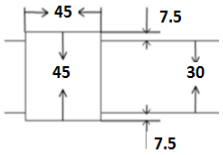
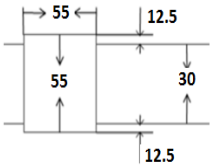
Condition à vérifier	Application de condition		vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	Min (b_1, h_1) = 45cm ≥ 30 cm		C.V
Min (b_1, h_1) ≥ he /20	Étage courant	Min (b_1, h_1) =45cm≥ (he/20) = (3.06-0.45)/20=13.05cm	C.V
	RDC	Min (b_1, h_1) =55cm≥ (he/20) = (4.13-0.45)/20=18.4cm	C.V
	SOUS-SOL	Min (b_1, h_1) =55cm≥ (he/20) = (3.00-0.45)/20=12.75cm	C.V
0.25 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 ≤ (b_1/h_1)=1 ≤ 4		C.V

II.5.7. Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003 :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II -11. Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	bmax≤ $1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	**30**	**45**	**45**	**OUI**	**7.5**	**22.5**	**OUI**
	**30**	**55**	**55**	**OUI**	**12.5**	**27.5**	**OUI**

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

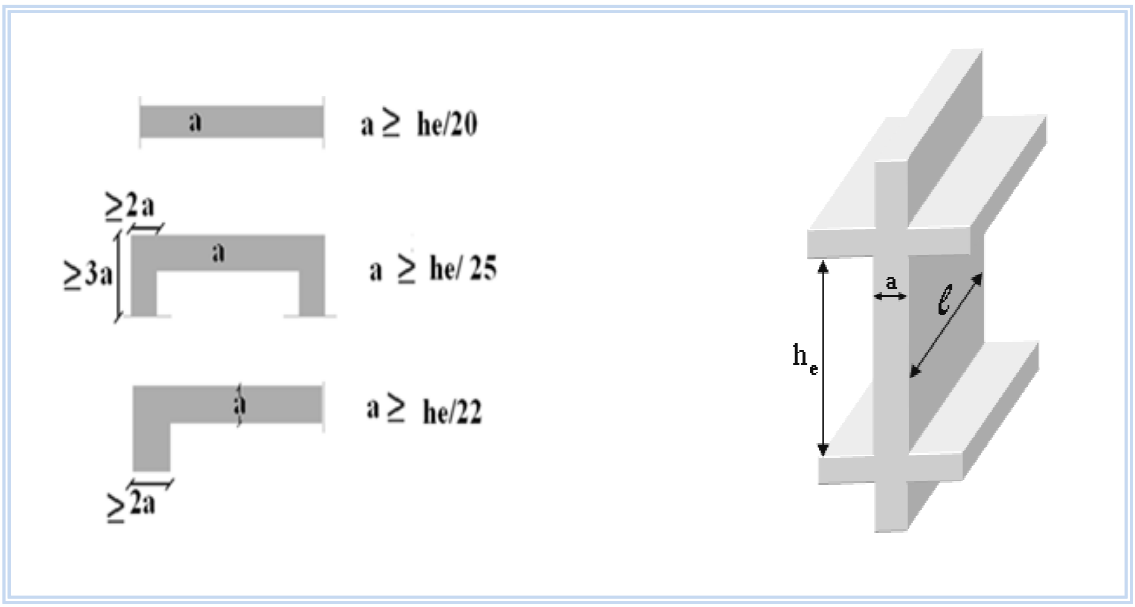


Figure II -8. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc :

- a≥ Max (15 cm ; he/25; he/22).

Donc : a≥ $Max\left\{15\ cm;\ \frac{h_e}{22}\right\}$

	he	a (cm)
Etage courant	3.06-0.45	15
RDC	4.13-0.45	18
S-SOL	3.00-0.45	18

	he	a (cm)
Etage courant	3.06-0.35	15
RDC	4.13-0.35	18
S-SOL	3.00-0.35	18

Pour des raisons constructives on prend l'épaisseur de s-sol : 18 cm.

Conclusion : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher-terrasse, il a le rôle : d'éviter le débordement des eaux pluviales sur la façade.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher-terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher-terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'acrotère est surjeté aux intempéries.

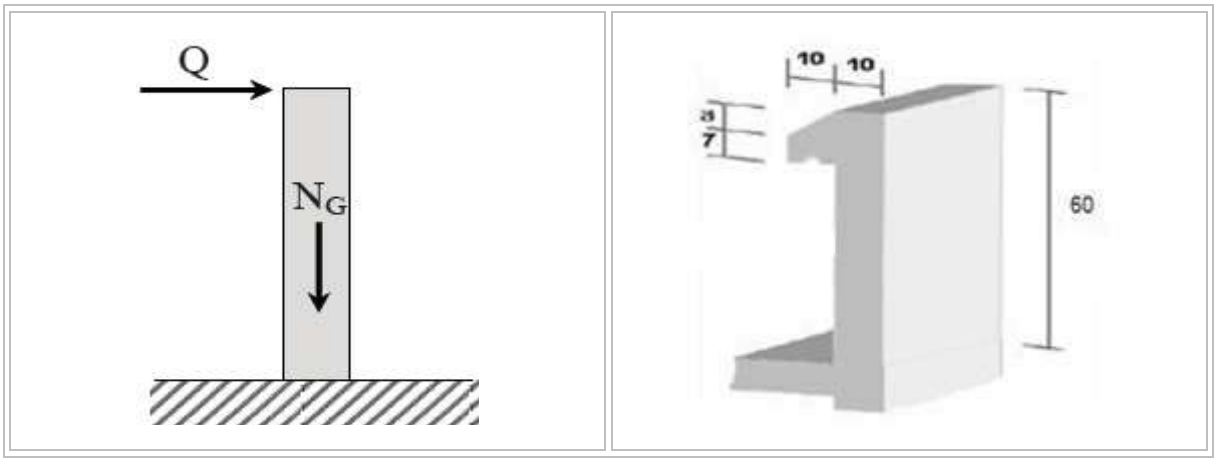


Figure III .1. L'acrotère

III.1.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Tableau III -1 : Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente G [kN]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **1.712**
charge d'exploitation Q [kN]	**1**

III.1.4. Calcul des efforts :

Tableau III.2. Evaluation des efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : T (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

III.1.5. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3. Les données

Dimensions		Sollicitations	
b	100 cm	N_u	2.311 kN
h	10 cm	M_u	0.9 kN.m
c_1	2.5 cm	N_{ser}	1.712 kN
c_2	2.5 cm	M_{ser}	0.6 kN

III.1.5.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow e_0 = 38.94$ cm

On a : $e_0 = 38.94 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

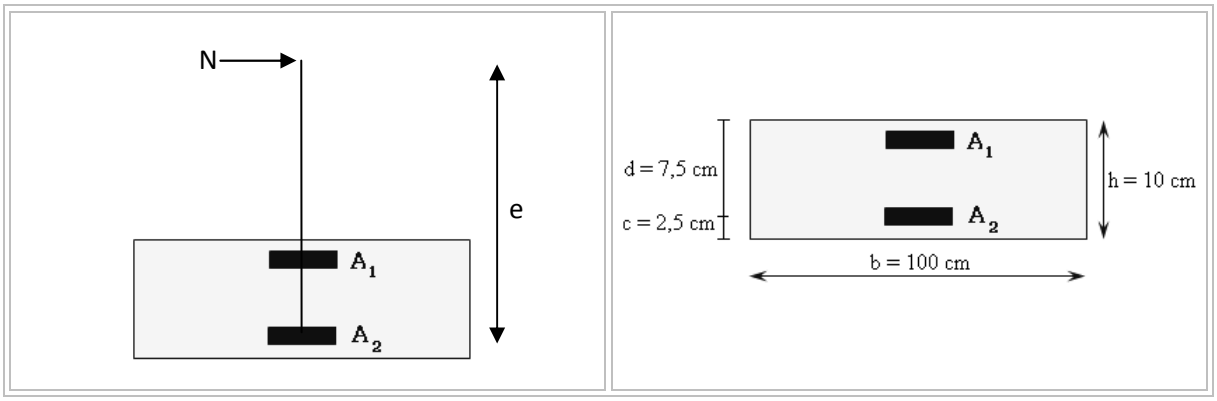


Figure III.2. Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = \quad 0.414$ m

$M_1 = N * e \quad \Rightarrow M_1 = 0.958$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \qquad \Rightarrow \ \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \ \Rightarrow$ $\begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß \ = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \qquad \Rightarrow \ A_1 = 0{,}370 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.303$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow \ A' = 0$ cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :** **[1]**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ **Armatures de répartition :** **[1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

❖ **Espacement :** **[1]**

St=25 cm $\leq$ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

$S_{rép}$=15 cm $\leq$ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.5.b. Vérification à l'E.L.S : **[1]**

Données: N_{ser} = 1.712 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 35.05cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I'_G}{B_0 . \upsilon_2}$

Où: Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A'\ c + Ad\ )] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\ 2 = 4{,}927$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.25\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : GG'= 42.34 cm> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$ $\qquad$ $q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2641.08 cm^2 \\ q = +51719.75 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08 y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21 cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$$\sigma_s = 38.62\ MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\ MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

- F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5\times1000}{1000\times75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau}$ = min (0,15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa), $\bar{\tau}$ =2,5 MPa (fissuration préjudiciable)

D'où alors : τ_u= 0,02MPa < $\overline{\tau}$ = 2,5 MPa.

- Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_p = 4AC_pW_p$ [1] ►►Art [6.2.3] ◄◄

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA2003 (groupe d'usage2, zone III)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,712 kN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,712 \Rightarrow F_p = 1,37$ kN < 1,5Q = 1,5kN (C.V)

⇒Donc l'acrotère qui résiste à la force horizontale.

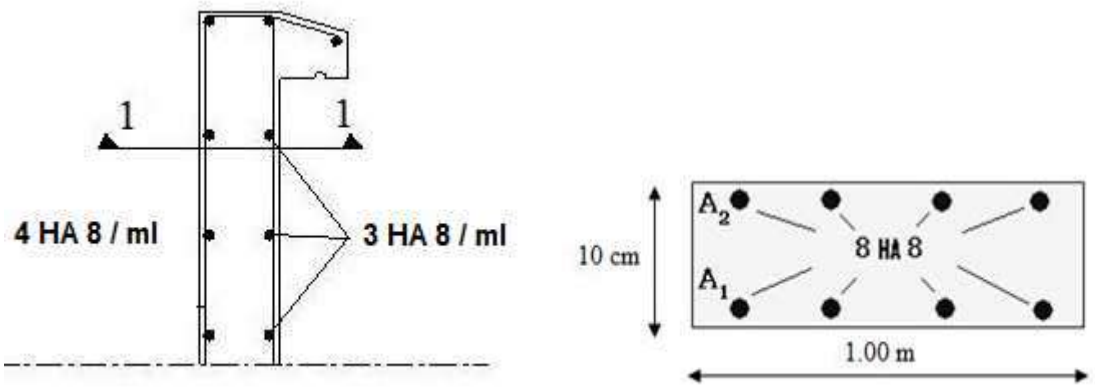


Figure III .3.Ferraillage de l'acrotère

III.2.Calcul des planchers :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

En raison de la différances des surcharges entre le plancher de RDC (Q=5 kN/m^2) et celui d'habitation (Q =1,5 kN/m^2) nous jugeons plus économique d'effectuer deux calculs différents.

III.2.1. La dalle de compression : [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm **[2]**

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm **[2]**

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad \textbf{[2]}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm ⇒ At ≥ 0.5 cm² /m.l

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25$ cm²/m.l **[2]**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

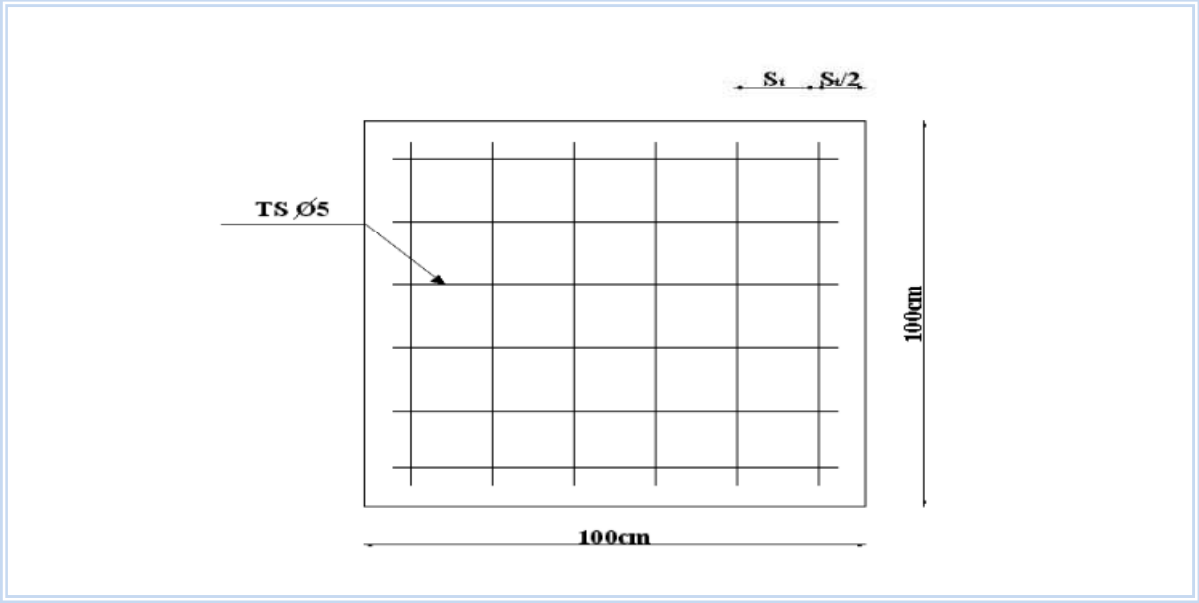


Figure III -4: Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

❖ **Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente

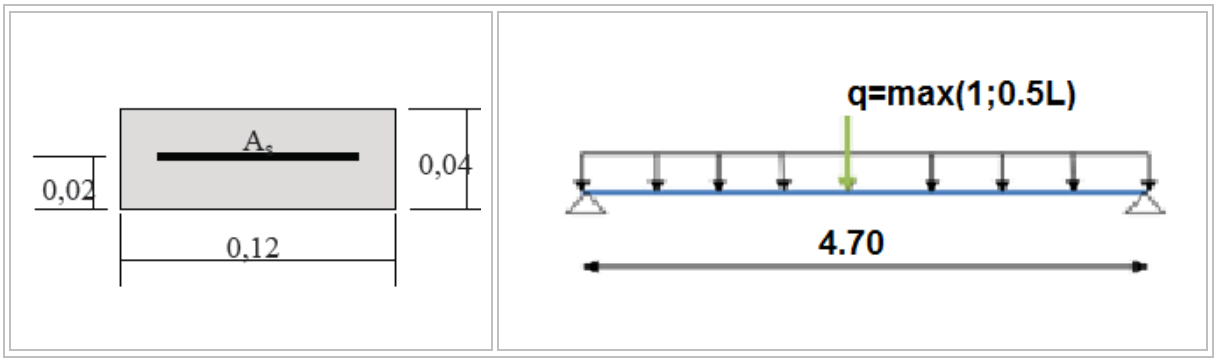


Figure III .5. Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de **12*4 cm² :**

Tableau III .4 . Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.70	2.35	poids de poutrelle	poids de corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Calcul des moments

$M_G(kN.m)$	$M_Q(kN.m)$	$M_u(kN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.12$	$\frac{QL}{4} = 2.76$	$1.35M_G+1.5M_Q=7.00$

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma_b} * b * d^2} = \frac{7.00 \times 10^3}{14.2 * 0.12 * 20^2} = 10.26 \gg \mu_l = 0.392$$

Conclusion : Les armatures comprimées A' sont nécessaires, Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

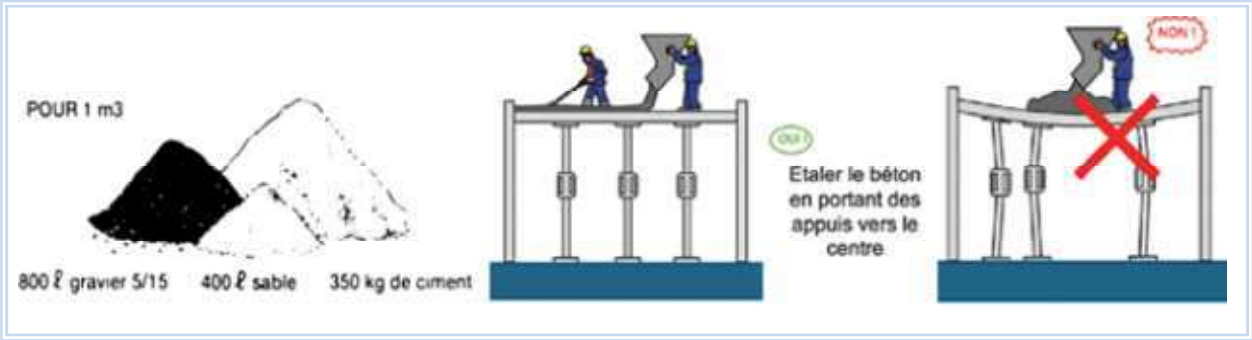


Figure III.6.Choix de disposition des étaiements

Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f_{limite}", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f<f_{limite}$;

$$\boldsymbol{f = f_Q + f_G}$$

tq :

$\boldsymbol{f_Q}$ **:** Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier $[Q = \max(1\ kN; 0.5L)]$

$$f_Q = \frac{P_Q . L^3}{48 . E . I}$$

$\boldsymbol{f_G}$ **:** Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5 . P_G . L^4}{384 . E . I}$$

Avec : P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$$= 0.12 + (0.2 \times 6.2 \times 0.65) = 0.926 kN/ml$$

Le tableau suivant résume les résultats des calculs précédents :

Tableau III .6. Calcul de nombre d'étaiement

Nombres d'étaiement	L (m)	P_G (kN/ml)	P_Q (kN/ml)	f_G (cm)	f_Q (cm)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
1	2.35	0.926	1.17	1.78	0.015	1.79	0.470	non
2	1.56		1	0.34	0.004	0.34	0.314	non
3	1.17			0.109	0.004	0.11	0.234	oui

Resultants:

Alors, il faut prévoir **3 étaiements** le long de la travée **espacée de 117 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit :

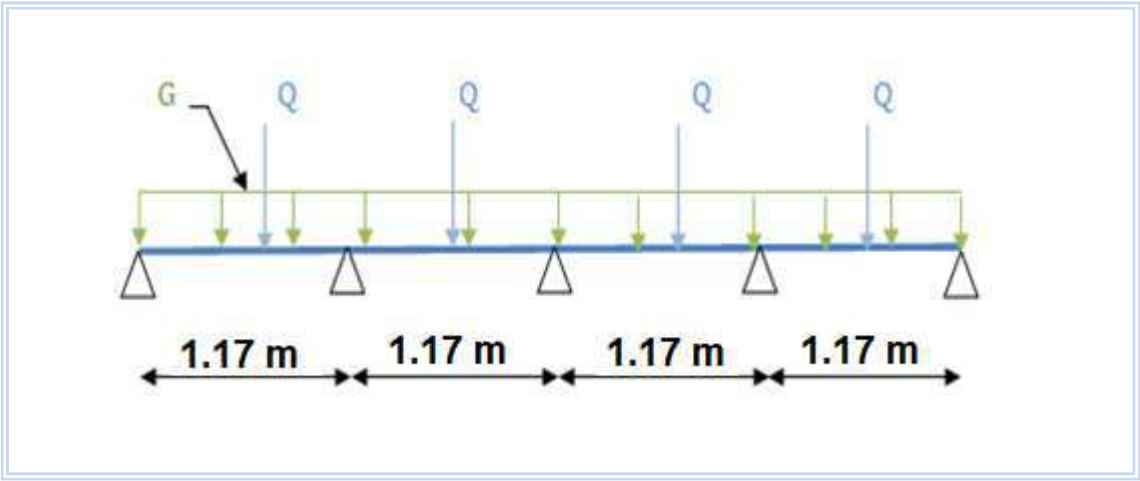


Figure III .7. Travée avec 3étaits espacée de 1.17m

❖ **Après coulage :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a. Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

a.1. conditions d'application :

***conditions concernant la charge d'exploitation :**

****charges uniformément réparties :

$$Q \leq Min(2.G\ et \frac{5kN}{m^2})$$

**charges concentrées :

$$P \leq Min(Q/4\ \ et\ 2kN)$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

***conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être le même pour toutes les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

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

***condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme peu nuisible.

a.2. <u>exposé de la méthode</u> :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part.

Il s'agit de déterminer le moment positif en travée M_t et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui gauche.

M_e : Moment à l'appui droit.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agit de vérifier les trois conditions suivantes :

$*M_t + ((M_w + M_e)/2) \geq Max\ (1.05M_0\ et\ (1 + 0.3\alpha)\ M_0)$

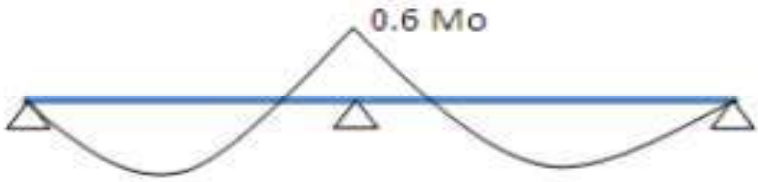
$$*M_t \geq \begin{cases} ((1.2 + 0.3\alpha)/2)\ M_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1) \\ ((1 + 0.3\alpha)/2)\ M_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2) \end{cases}$$

(1) : pour les travées de rive.

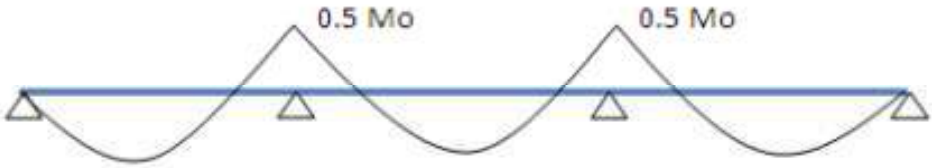
(2) : pour les travées intermédiaires.

*les moments d'encastrement des appuis :

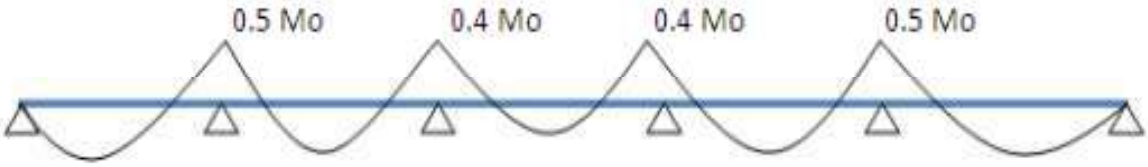
$**M_a \geq 0.6M_0$ cas des poutres à 2 travées.



**$M_a \geq 0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



**$M_a \geq 0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = PL^2/8$)
2) Dans les expériences ci-dessus les moments $M_w et\ M_e$ sont pris en valeurs absolues.
3) Sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
4) Si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a = 0.2\ M_0$).

5) L'effort tranchant est égale :

$$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85M_0$

$M_a = M_b = -0.5M_0$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.7.Evaluation des charges et surcharges

	G kN/m²	Q kN/m²	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	$7.04 \times 0.65 = 4.58$	$1 \times 0.65 = 0.65$	7.16	5.23
Plancher courant	$6.5 \times 0.65 = 4.23$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	7.17	5.21
Plancher de sous-sol	$6.5 \times 0.65 = 4.23$	$5 \times 0.65 = 3.25$	10.58	7.48

- **sollicitation de calcul :**

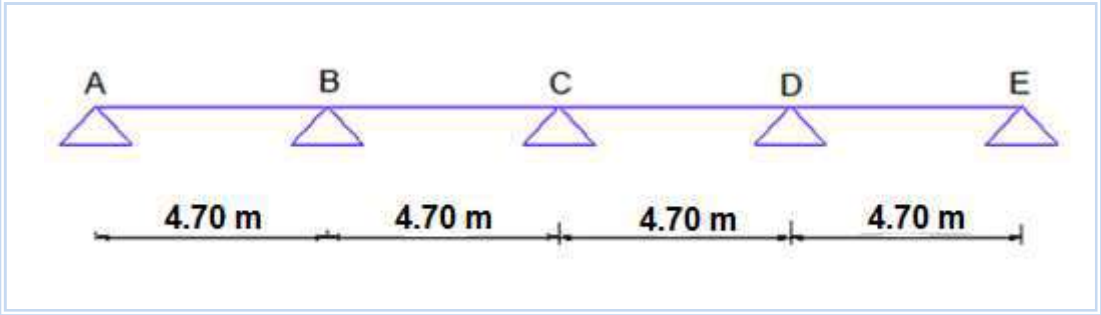


Figure III.8.Poutrelle à 4 travées

III.2.2.1. Plancher d'habitation :

III.2.2.1.a. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

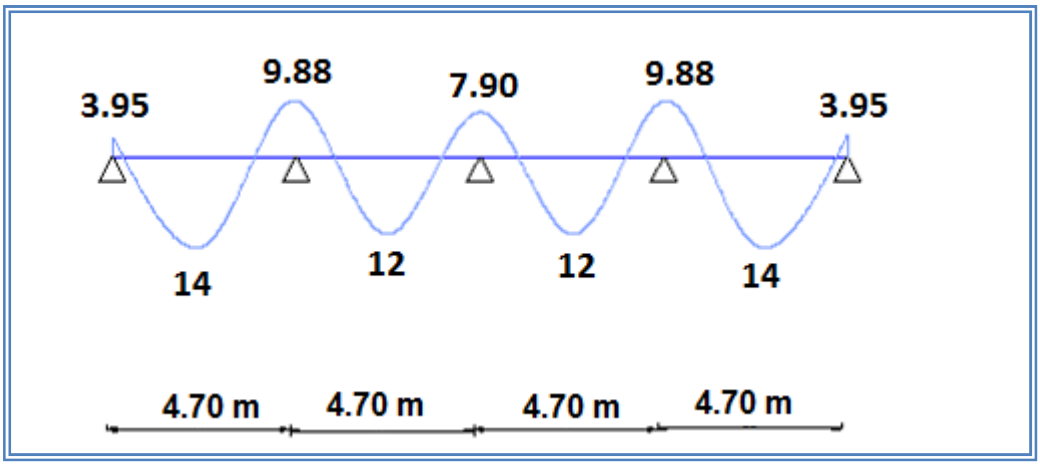


Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELU

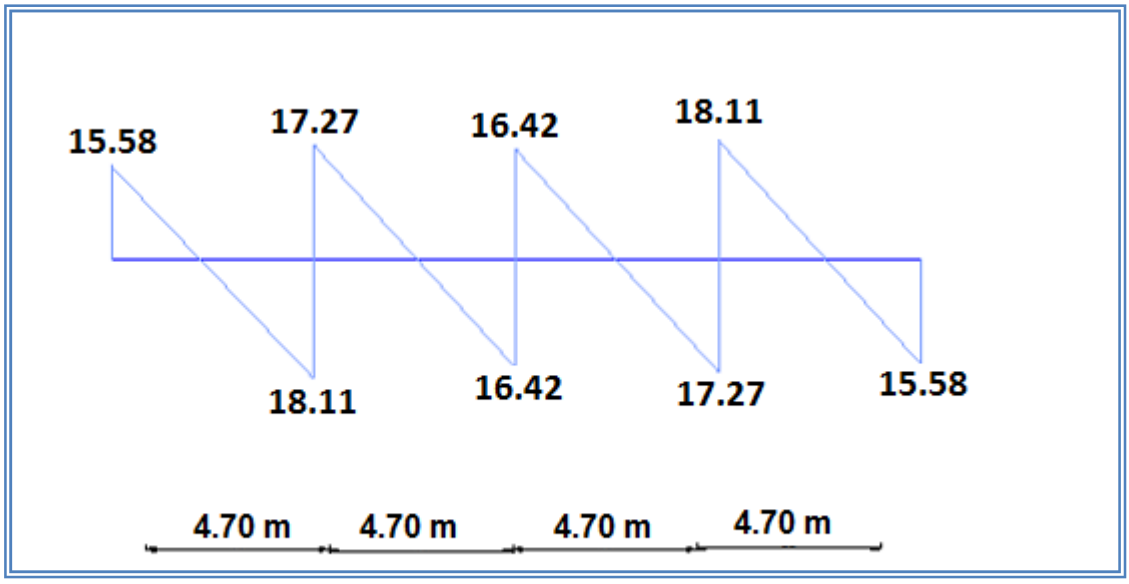


Figure III.10.Diagramme d'effort tranchant à L'ELU

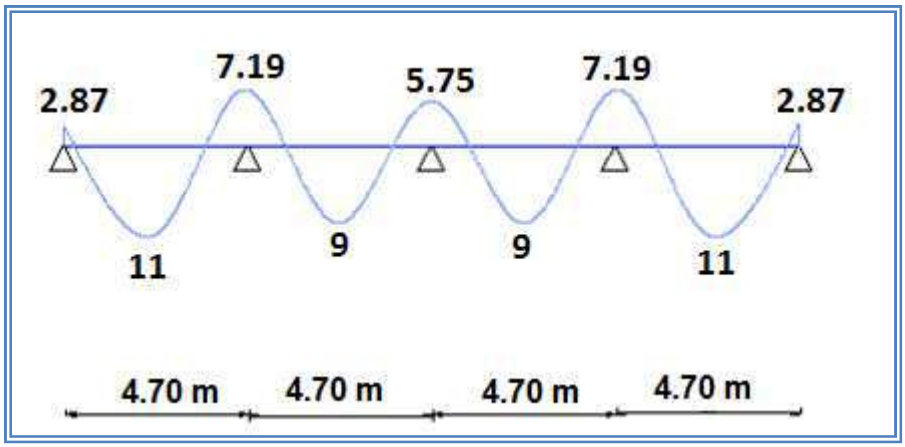


Tableau III.11.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELS

Tableau III.8.Récapitulation des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
sollicitations	9.88	14	18.11	7.19	11
référence	(type.1.)	(Type.1.)	(types.1.)	(type.1.)	(type.1.)

III.2.2.1.b. <u>calcul du ferraillage</u> :

- **<u>armatures longitudinales</u> :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple

- pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en Té.
- pour les moments aux appuis la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

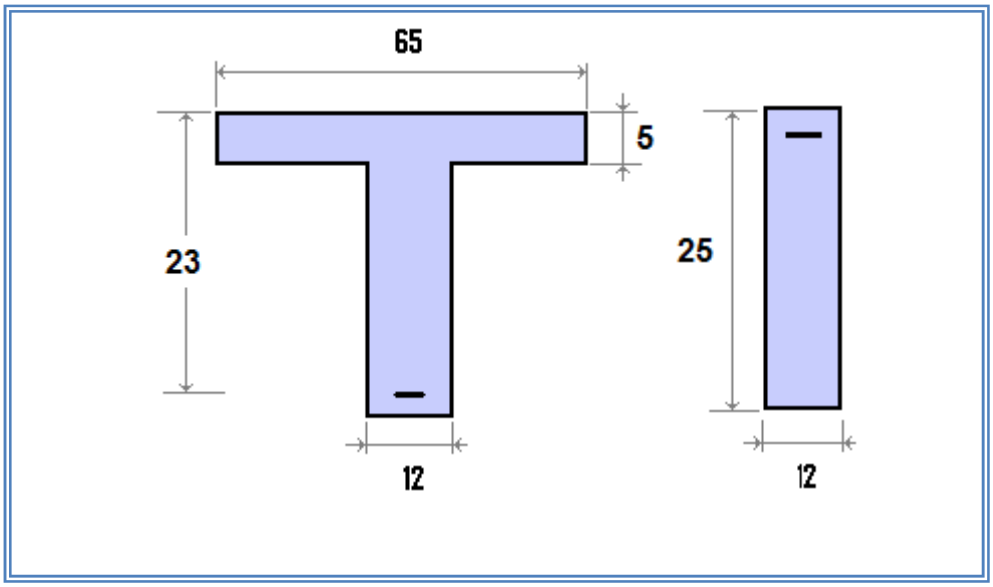


Figure III.12.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.9.Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
E.L.U	M_u (kN.m)	14	9.88
	M_0(kN.m)	$M_0 = \overline{\sigma_b}.b.h_0\left(d-\frac{h_0}{2}\right) = 14{,}2.10^3.0{,}65\ .0{,}04\ .\left(0{,}23-\frac{0.04}{2}\right) = 35.07kN/m$	
		$M_u < M_0$ ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire **(b*h)= (65*25)** ⇒calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire **(b*h)= (12*25)** ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.028	0.109
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	oui	oui
	β	0.986	0.943
	A'(cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.77	1.31
	Amin (cm^2)	1.62	0.3
	Le choix	3HA12=3.39 (cm^2)	2HA10=1.57 (cm^2)
Vérification à E.L.S	M_{ser} (kN.m)	11	7.19
	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.27	7.74
	I_G (cm^4)	19156.05	8266.14
	K	57.42	86.98
	σ_b(Mpa)	3.02	6.73
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	oui	oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.10.Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA12=3.39 (cm^2)	A_a =2HA10=1.57 (cm^2)

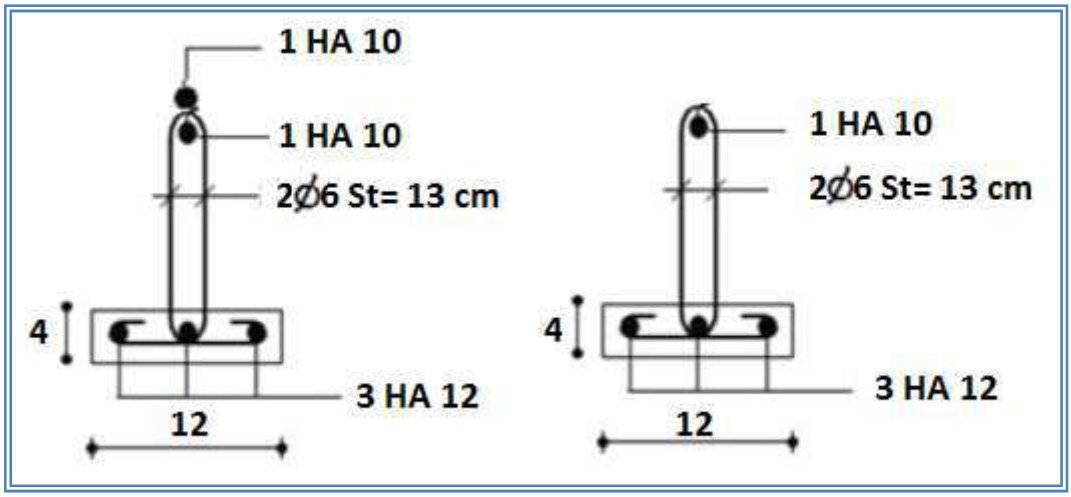


Figure III.13.Disposition constructive des armatures

- **Vérification au cisaillement** :

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{18.11.10^3}{120 * 230} = 0.65Mpa \leq \overline{\tau_u} = 3.33Mpa.$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: $M_u = 3.96 > 0{,}9.V_u.d = 3.75\ kN.m$ (C.V)

- **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0{,}4.\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right).b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0{,}9.d] = Min[65 - 2 - 2; 0{,}9.23] = 20.7cm.$$

$$\Rightarrow V_u = 18.11\ KN \leq 0{,}4.\left(\frac{25}{1.5}\right).120.207 = 165.6\ KN. \quad \text{(C.V)}$$

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$\sigma_m = \frac{2\times18.11\times10^3}{120\times207} = 1.46\ Mpa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21.66\ Mpa$ (C.V)

$A = 1.57\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times18.11\times10^3}{235} = 0.88\ cm^2.$ (C.V)

- **Armatures transversales** :

On a: $\varphi \leq Min\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\varphi_1\right] \Rightarrow \varphi \leq Min[7.14;12;12] = 7.14\ cm.$

On adopte: $\varphi_t = 6mm.\ a_t = \frac{\pi{\varphi^2}_t}{4} = 0.196\ cm^2;\ n_t = 2$;

$$A_t = a_t.n_t = 0.393\ cm^2.$$

- **Espacement**:

$S_t \leq Min[0.9d;40cm] = 20.7cm$.

$A_{tmin} \leq 0.003S_t.b$ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = \frac{0.393}{0.003.12} = 10.91cm$; On adopte : $S_t = 13cm.$

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3f_{t28}.K)}{0.9f_e.(\cos\alpha\ \sin\alpha)}.$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90° :

$\frac{0.393.10^2}{120.130} = 2.52\times10^{-3} \geq \frac{1.15\times(0.65-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times235\times1} = 1.08\times10^{-4}$ (C.V).

$A_t \geq A_{tmin} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.13}{235} = 0.26cm^2$

$A_t = 0.393cm^2 \geq A_{tmin} = 0.26cm^2$ (C.V).

Tableau III.11.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	13cm

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

Tableau III.12.Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15M_0)$	$\rho \leq 3.6/f_e$
$h/L = 0.25/5.00 = 0.053$ $M_t/(15M_0) = 11/(15 \times 14.38) = 0.05$	$\rho = A_t/(b_0 * d) = 3.39/12.23 = 0.0122$ $3{,}6/f_e = 3{,}6/400 = 0.009$
C.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

$$M_{ser} = 11\,KN.m\,, \quad \rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{3.39}{12*23} = 0.0122 = 1.22\% \quad \Rightarrow$$

$$\beta_1 = \ 0.850 \quad (tableau) \quad .$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}.10^3}{\beta_1.d.A} = \frac{11.10^6}{0{,}85.230.339} = 165.97\ Mpa.$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05.2{,}1}{\left(2+3\frac{12}{65}\right)0.0122} = 3{,}37.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}35.$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.\, f_{t28}}{4.\,\rho.\,\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75.2{,}1}{4.0{,}0122.165{,}97 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0.63$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15.A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 9.06 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + h_0(b-b_0)\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A(y-d)^2$$
$$= 34.05.10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \Rightarrow I_{fi} = 12.10^3 \text{cm}^4.$$

$$I_{fv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \Rightarrow I_{fv} = 20{,}24.10^3 \text{cm}^4.$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa};$$

$$E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.398 \text{ Mpa}.$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_iI_{fi}} = \frac{11.10^8.4{,}7^2}{10.32164{,}195.12.10^3} \Rightarrow f_i = 6.29 \text{ mm}.$$

$$f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{11.10^8.4{,}7^2}{10.10721{,}398.20{,}24.10^3} \Rightarrow f_v = 11.19 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 4.90 \text{ mm}.$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

Avec : $f_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4\text{mm}$

Donc : $\Delta f_t = 4.90\text{mm} < f_t = 9.4\text{mm}$

Tableau III.13.Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
11	3.39	9.06	0.0122	0.850	165.97	0.63	3.37	1.35
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
$34,05.10^3$	12.10^3	$20,24.10^3$	4,70	6.29	11.19	4.90	9.40	C.V

III.2.2.2. Plancher commerce (RDC) :

III.2.2.2.a. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

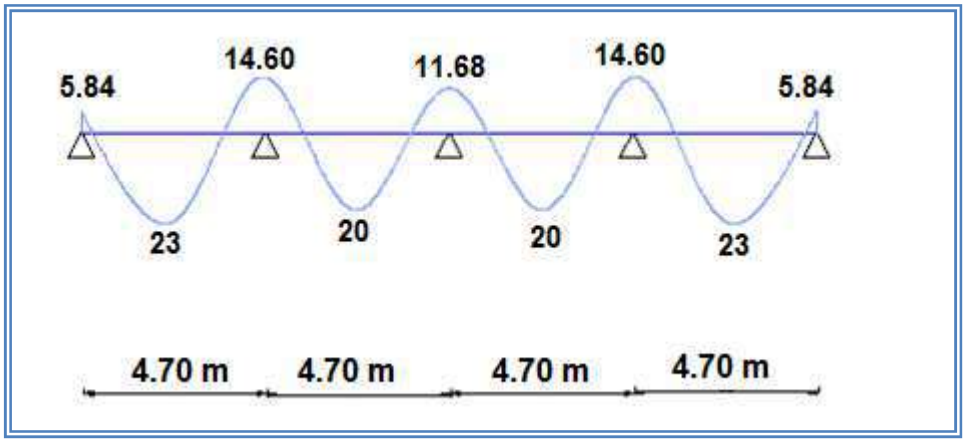


Figure III.14.Diagramme des moments à L'ELU

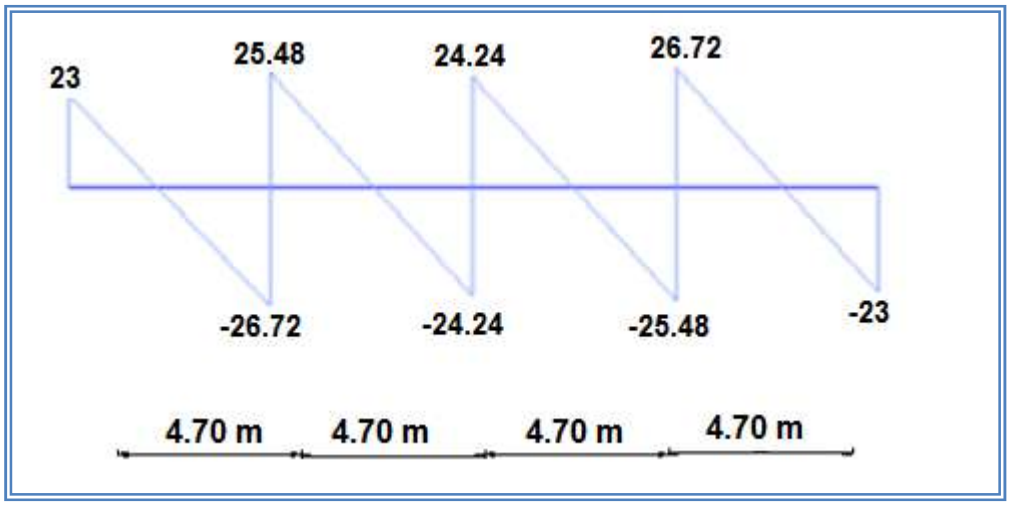


Figure III.15.Diagramme d'effort tranchant à L'ELU

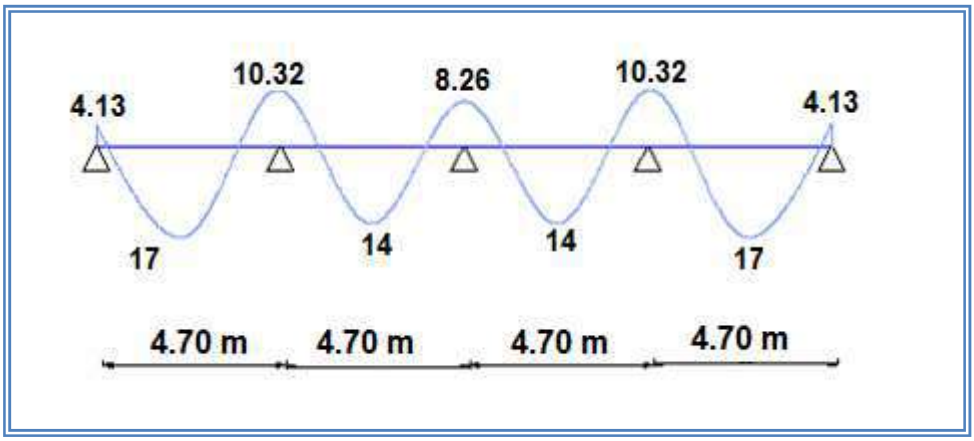


Figure III.16.Diagramme des moments à L'ELS

III.2.2.2.b. <u>calcul du ferraillage</u> :

- **<u>Armatures longitudinales</u> :**

Tableau III.14.Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
sollicitations	14.60	23	26.72	10.32	17
référence	(type.1.)	(Type.1.)	(types.1.)	(type.1.)	(type.1.)

Tableau III.15.Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
E.L.U	M_u (kN.m)	23	14.60
	M_0(kN.m)	$M_0 = \overline{\sigma_b}.b.h_0\left(d-\frac{h_0}{2}\right) = 14{,}2.10^3.0{,}65\ .0{,}04\ .\left(0{,}23-\frac{0.04}{2}\right) = 35.07kN/m$	
		$M_u < M_0$ ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire **(b*h)= (65*25)** ⇒calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire **(b*h)= (12*25)** ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.047	0.162
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	oui	oui
	β	0.976	0.911
	A'(cm²)	0	0
	A (cm²)	2.94	2.00
	Amin (cm²)	1.62	1.27
	Le choix	3HA12=3.39 (cm²)	2HA12=2.26 (cm²)
Vérification à E.L.S	M_{ser} (kN.m)	17	10.32
	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.27	8.92
	I_G (cm⁴)	19156.05	9559.48
	K	0.88	0.0797
	σ_b(Mpa)	4.67	7.11
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	oui	oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.16.Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA12=3.39cm²	A_a = 2HA12= 2.26cm²

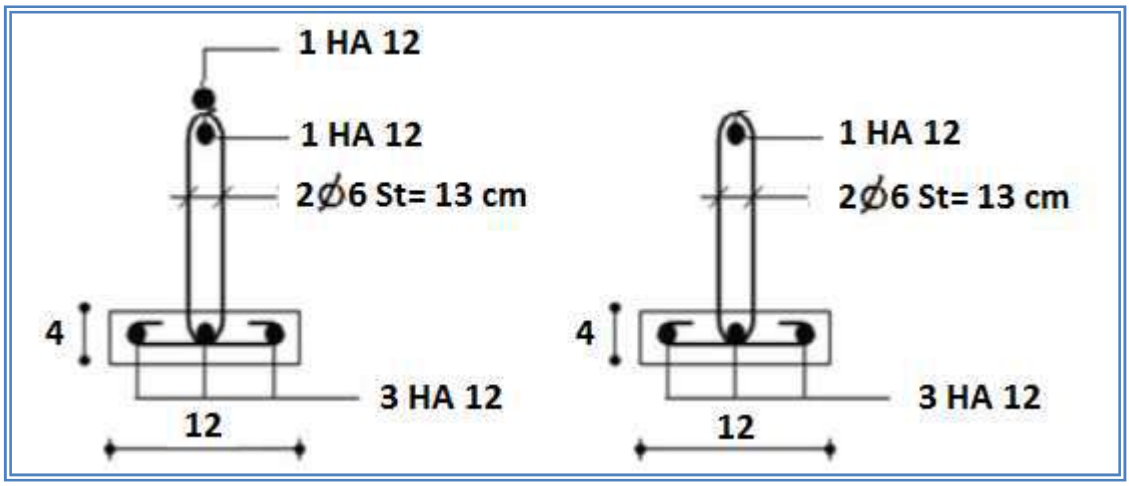


Figure III.17.Disposition des armatures

• **Vérification au cisaillement** :

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{26{,}72.10^3}{120 * 230} = 0.97\text{Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa}.$$

• **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive:$M_u = 5.84 > 0{,}9.V_u.d = 5.53\ \text{KN.m}$ (C.V)

• **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0{,}4.\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right).b_0.a$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2; 0{,}9.d] = \text{Min}[65 - 2 - 2; 0{,}9.23] = 20.7\text{cm}.$$

$$\Rightarrow V_u = 26.72\text{KN} \leq 0{,}4.\left(\frac{25}{1.5}\right).120.207 = 165.6\ \text{KN}. \quad \text{(C.V)}$$

• **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 26.72\times 10^3}{120\times 207} = 2.15 \text{ Mpa} < 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21.66 \text{ Mpa} \quad \text{(C.V)}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times 26.72\times 10^3}{235} = 1.31 \text{ cm}^2. \quad \text{(C.V)}$$

- **Armatures transversales** :

On a: $\varphi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right] \Rightarrow \varphi \leq \text{Min}[7.14; 12; 10]$.

On adopte: $\varphi_t = 6\text{mm}. a_t = \frac{\pi \varphi^2 t}{4} = 0.196 \text{ cm}^2; n_t = 2 ; A_t = a_t . n_t = 0.393 \text{ cm}^2.$

- **Espacement**:

$S_t \leq \text{Min}[0.9d; 40\text{cm}] = 20.7\text{cm}$.

$A_{tmin} \leq 0.003 S_t . b$ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = \frac{0.393}{0.003.12} = 10.91\text{cm}$; On adopte : $S_t = 13\text{cm}$.

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s . (\tau_u - 0.3 f_{t28} . K)}{0.9 f_e . (\cos\alpha \sin\alpha)}.$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90° :

$\frac{0.393.10^2}{120.130} = 2.52 \times 10^{-3} \geq \frac{1.15.(0.97-0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 235\times 1} = 1.85 \times 10^{-3}$ (C.V).

$$A_t \geq A_{tmin} = \frac{0{,}4 . b_0 . S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.13}{235} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.393\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.26\text{cm}^2$ (C.V).

Tableau III.17.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	13cm

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

Tableau III.18.Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15M_0)$	$\rho \leq 3.6/f_e$
$h/L = 0.25/4.70 = 0.053$ $M_t/(15M_0) = (17/15 \times 20.65) = 0.055$	$\rho = A_t/(b_0 * d) = 3.39/12.23 = 0.0122$ $3{,}6/f_e = 3{,}6/400 = 0.009$
C.N.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

$$M_{ser} = 17\ KN.m\ , \quad \rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{3.39}{12*23} = 0.0122 = 1.22\% \quad \Rightarrow$$

$$\beta_1 = \ 0.850 \quad (\text{tableau}) \quad .$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}.10^3}{\beta_1.d.A} = \frac{17.10^6}{0{,}85.230.339} = 256.51\ Mpa.$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05.2{,}1}{\left(2+3\frac{12}{65}\right)0.0122} = 3{,}37.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}35.$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75.2{,}1}{4.0{,}0122.165{,}97 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0.75$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15.A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 9.06\ cm.$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + h_0(b-b_0)\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A(y-d)^2$$
$$= 34.05.10^3\ cm^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \Rightarrow I_{fi} = 10{,}62.10^3 cm^4.$$

$$I_{fv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \Rightarrow I_{fv} = 18{,}61.10^3 cm^4.$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195\ Mpa\ ;$$

$$E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.398\ Mpa.$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_iI_{fi}} = \frac{17.10^8.4{,}7^2}{10.32164{,}195.10{,}62.10^3} \Rightarrow f_i = 10{,}99mm.$$

$$f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{17.10^8.4{,}7^2}{10.10721{,}398.18{,}61.10^3} \Rightarrow f_v = 18{,}82mm.$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 7.83\ mm.$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

Avec : $f_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4mm$

Donc : $\Delta f_t = 7.83mm < f_t = 9.4mm$

Tableau III.19.Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
17	3.39	9.06	0.0122	0.850	256.51	0.75	3.37	1.35
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
$34,05.10^3$	$10,62.10^3$	$18,61.10^3$	4,70	10,99	18,82	7,83	9,40	C.V

III.3. les escaliers :

III.3.1.Type .I.

Le schéma statique de ce type est comme suit :

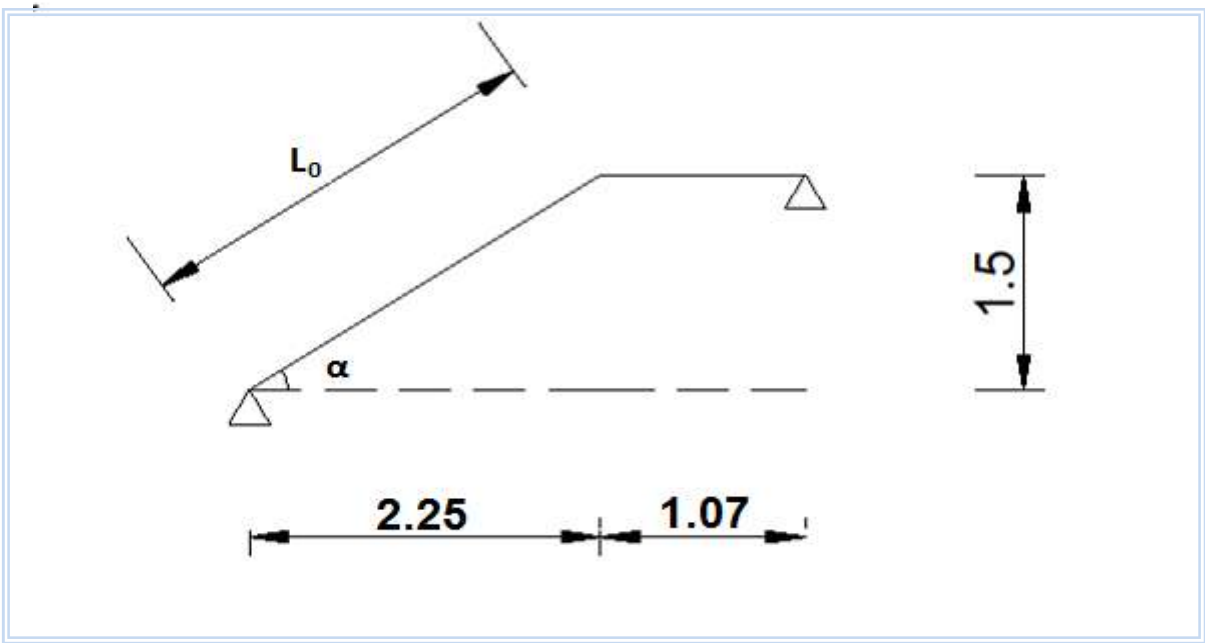


Figure III.18.Dimension de l'escalier type I.S/SOL

III.3.1.A. Prédimensionnement :

On utilisant la formule de Blondel pour vérifier g, h. [7]

59cm ≤ g + 2h ≤ 66cm,

Avec :

g: largeur de la marche. g=30cm

h: hauteur de la contremarche. : h=17cm

59cm ≤ 64≤ 66cm, (C.V)

- **Epaisseur de la paillasse :**

L= 2.70+1.07⇒ L=3.77m

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \textbf{ e =15cm} \qquad \textbf{[9]}$$

III.3.1.A.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.1.A.1.a. charges permanentes :

- **La paillasse :**

Tableau III .20. Charge permanente de la paillasse de l'escalier du type .1.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	$0.17/_2$	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	$0.15/_{\cos\alpha}$	25	4.51
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				8.37

➢ **Le palier de repos :**

Tableau III.21.Charge permanente du palier de repos du type .1.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				5.49

III.3.1.A.1.b. Surcharges d'exploitation :

- **Le palier** : Q=2.5 kN/m^2
- **La paillasse** : Q=2.5 kN/m^2

III.3.1.A.2. Détermination des sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.22.Combinaison des charges de l'escalier du type .1.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	PU (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Palier	5.49	2.5	11.16	8
paillasse	8.37	2.5	15.05	10.87

III.3.1.A.3. Détermination des efforts :

a. Récapitulation :

➢ **à L'ELU :**

Tableau III.23.Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU		
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)
sollicitation	12.80	21.76	27.76

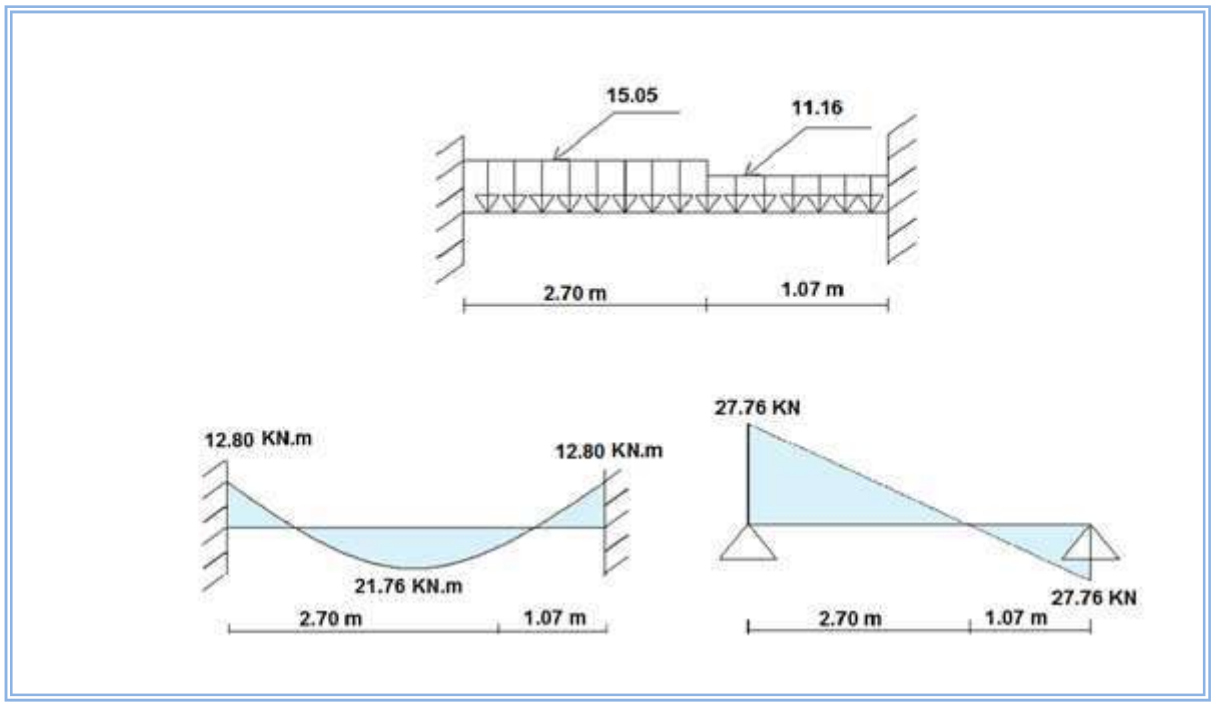


Figure III.19.Schéma statique des efforts de l'escalier type.1. à ELU

➢ **à L'ELS :**

Tableau III.24.Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS		
	M_{aser} (kN.m)	M_{tser} (kN.m)	T_{ser} (kN)
sollicitation	9.23	15.70	20.04

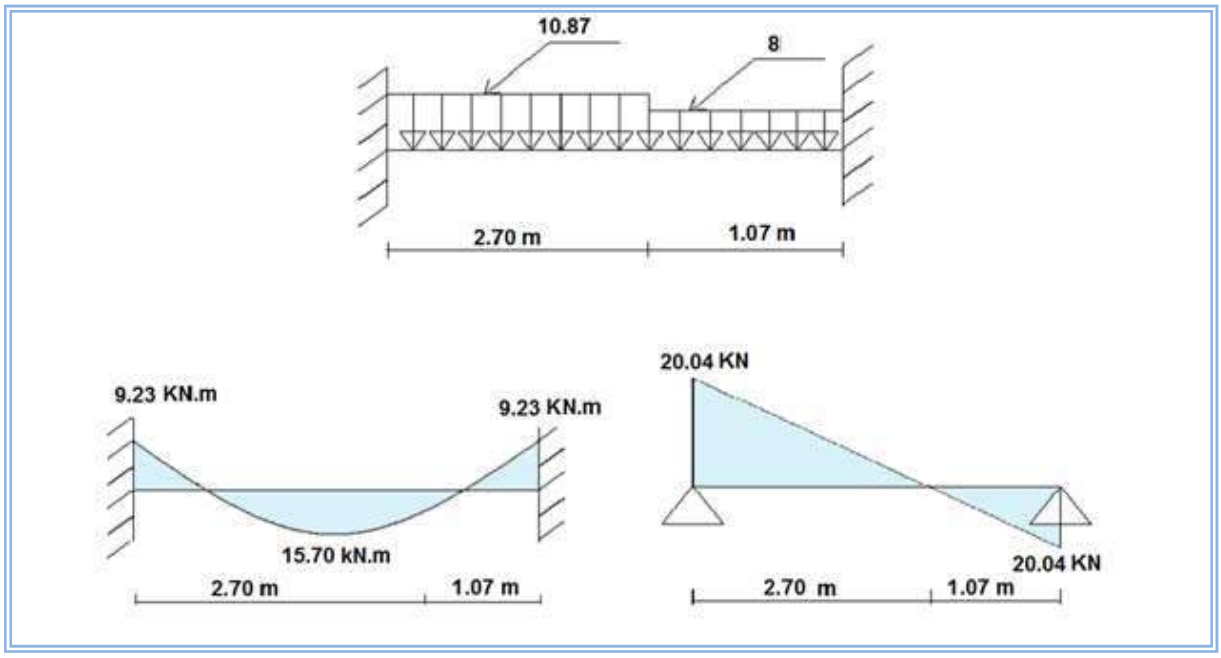


Figure III.20.Schéma statique des efforts de l'escalier type.1. à ELS

b. Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.25. Les données. Type.1.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	γ_b=1.5	σ_{bc}=14.2Mpa	c=2.5cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b=100cm	h=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s=1.15	σ_s=348Mpa

Tableau III.26. Calcul des sections d'acier. Type.1.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	$\grave{A}$(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	21.76	0.098	0.948	5.27	0	6HA12=6.78
Aux appuis	12.80	0.057	0.970	3.03	0	6HA10=4.71

c. condition de non fragilité :

on vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travée : $A = 6.78\ cm^2 \geq \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (C.V)

Aux appuis : $A = 4.71\ cm^2 \geq \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (C.V)

d. Les armatures de répartition :

Tableau III.27.Les armatures de répartition

	$A_x(cm^2)$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	$6\varphi 8 = 3.01cm^2$
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17$	$6\varphi 8 = 3.01cm^2$

e. Vérification de l'espacement :

Tableau III.28.Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	$St = 20cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 20cm \leq \min[4h = 60cm; 45cm] = 45cm$
Aux appuis	$St = 20cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 20cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45cm] = 45cm$

f. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

Tableau III.29.Vérification du ferraillage de l'escalier à E.L.S

	En travée	Aux appuis
A (cm²)	6.78	4.71
M_{ser} (kN.m)	15.70	9.23
Y (cm)	4.12	3.55
I (cm^4)	9472.97	7150.54
$\overline{\sigma_b}(Mpa)$	15	
σ_b (MPa)	6.83	4.58
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	OUI	OUI

g. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27{,}67.10^3}{1000.125} = 0.022\ Mpa$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa$

$\tau_u = 0.022\ Mpa \leq \overline{\tau_u}$= 3.33 Mpa (C.V)

h. <u>Vérification de la flèche</u> :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{377} = 0.039 \geq \frac{1}{20}.\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20}.\frac{15{,}70}{18.47} = 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{6.78}{100.12{,}5} = 5.42.10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5.10^{-3} \qquad (C.N.V)$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.30.Vérification de la flèche de l'escalier. Type.1.

M (kN.m)	A (cm2)	y (cm)	P (%)	ß$_1$	σ_s (MPa)	µ	λ_i	λ_v
15.70	6.78	7.82	0.54	0.890	208.15	0.44	3.87	1.55
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
30506.07	12415.52	19950.46	3.77	5.58	10.43	4.85	7.54	oui

III.3.1.b. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III.3.1.b.1.pré dimensionnement :

La longueur : **L=4.45m**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

⇒ h=40cm ; b=30cm.

$$0.6h \leq b \leq h$$

Donc la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 30 \times 40\ cm^2$

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003: ►► [Art 7.5.1] ◄◄**

$b = 30cm \geq 20cm$ (C.V)

$h = 40cm \geq 30cm$ (C.V)

$^{h}/_{b} = 1.33 \leq 4.00$ (C.V)

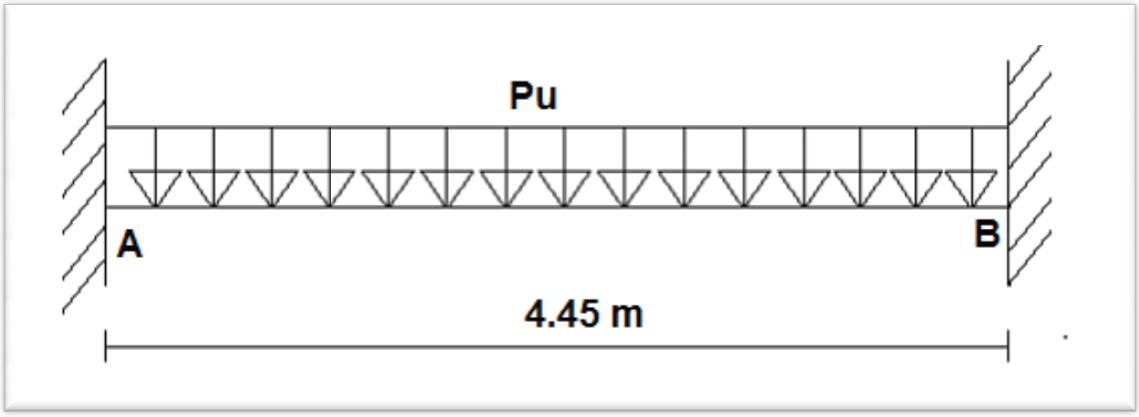


Figure III.21.Schéma statique de la poutre palière type.1.

III.3.1.b.2. Charges revenants à la poutre:

$R_u = 27.76\ kN$; $R_{ser} = 20.04\ kN$

Poids propre de la poutre :

$G_T = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3\ kN/ml$

$q_u = (1.35 \times 3) + 27.76 = 31.81\ kN/ml$

$q_{ser} = 3 + 20.04 = 23.04\ kN/ml$

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul ses réactions par la méthode de la RDM :

- $R_a = R_b = {}^{qL}/_{2}$
- $M_{max}(Appuis) = M_a = M_b = -{}^{qL^2}/_{12}$

- $M_{max}(travée) = {qL^2}/{24}$

A L'ELU :

$R_a = R_b = 70.77\ kN$

$M_{max}(appuis) = -52.49\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 26.24\ kN.m$

A L'ELS :

$R_a = R_b = 41.26\ kN$

$M_{max}(appuis) = -38.02\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 19.01\ kN.m$

III.3.1.b.3. Ferraillage de la poutre et vérification a ELS:

Tableau III.31.Ferraillage et vérification de la poutre palière

	Aux appuis	En travée
M_u(kN.m)	52.49	26.24
μ	0.162	0.081
β	0.911	0.957
A(cm^2)	6.02	2.86
A_{min}(cm^2)	6	6
A_{choisi}(cm^2)	**2HA12+3HA14=6.88**	**3HA12=3.39**

M_{ser} (kN.m)	38.02	19.01
Y (cm)	10.73	8.11
I (cm^4)	41377	24452.3
K (N/mm^3)	0.092	0.078
$\sigma_b(Mpa)$	9.87	6.32
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

a. RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

Appuis :

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 6.88 + 3.39 = 10.27cm^2 > \frac{0,5.30.40}{100} = 6cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 10.27\ cm^2 < \frac{4.30.40}{100} = 48cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

Travée :

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 4.62 + 3.39 = 8.01cm^2 > \frac{0,5.30.40}{100} = 6cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 8.01\ cm^2 < \frac{4.30.40}{100} = 48cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

b. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{70,77.10^3}{300.375} = 0.63Mpa$;

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ Mpa\ ; 5\ Mpa\right] = 3.33\ Mpa$

$\tau_u = 0.63\ Mpa < \overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa$ (C.V)

➢ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_l = 6.88\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1{,}15.70{,}77.10^3}{400} = 2.032\ cm^2 \qquad \text{(C.V)}$$

➢ **Vérification de compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2\ ; 0{,}9d] = 26\ cm$$

$$V_u = 70.77\ KN \leq 520\ KN \qquad \text{(C.V)}$$

c. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 11.43mm; \varphi_l = 14mm; \frac{b_0}{10} = 30mm\right] = 11.43\ mm$$

$$\varphi_t = 8mm\ , a_t = \frac{\pi\varphi_t^2}{4} = 0.5024cm^2$$

$$A_t = a_t.n_t \qquad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.009\ cm^2 \quad A_t = 4T8 = 2.01cm^2$$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0.9d; 40cm] = 33.75\ cm$$

$$S_t = \frac{0{,}9.A_t\left(f_e/\gamma_s\right)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = -1232.2\ cm$$

Donc on prend : $S_t = \overline{S_t} = 35\ cm$

➢ **Section minimale des armatures transversales :**

$$A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4.300.340}{235} = 1.73cm^2 \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right] = 10\ cm$ En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$ En zone courante

On adopte :

- Zone nodale : $S_t = 8cm$
- Zone courante : $S_t = 15cm$

$A_{tmin} = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003.15.30 = 1.35cm^2 < 2.009cm^2$ (C.V)

d. Verification de la fleche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{445} = 0.09 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad C.V$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = 0.09 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.01}{10.57{,}03} = 0.033 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad C.V$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{A_t}{bd} \leq \dfrac{4{,}2}{fe} \\ \dfrac{A_t}{bd} = \dfrac{3{,}39}{30.37{,}5} = 3.01.10^{-3} \\ \dfrac{4{,}2}{fe} = \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \qquad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées ⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.2.TYPE II :

Le schéma statique de ce type est comme suit :

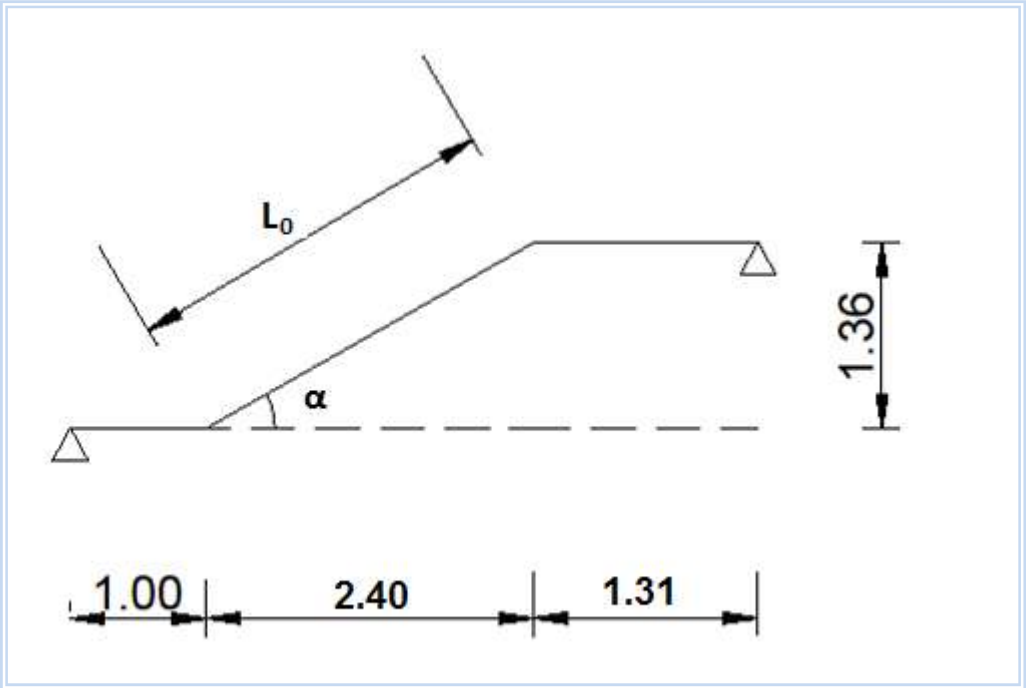


Figure III.22.Schéma statique de l'escalier type.2.RDC

III.3.2.A. Prédimensionnement :

On utilisant la formule de Blondel pour vérifier g, h. [7]

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm,$$

Avec :

g: largeur de la marche. : g=30cm

h: hauteur de la contremarche. : h=15cm

$$59cm \leq 60\ cm \leq 66cm \quad (c.v)$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

L= 2.76+1.31+1.00⇒ L=5.07m

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow$ **e =17cm**

III.3.2.A.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.2.A.1.a. charges permanentes :

- **La paillasse :**

Tableau III.32.Charge permanente de la paillasse de l'escalier du type .2.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	$0.17/2$	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	$0.17/\cos\alpha$	25	4.88
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				8.74

➢ **Le palier de repos :**

Tableau III.33.Charge permanente du palier de repos du type .2.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				6.00

III.3.2.A.1.b. Surcharges d'exploitation :

- **Le palier** : Q=2.5 kN/m^2
- **La paillasse** : Q=2.5 kN/m^2

III.3.2.A.2. Détermination des sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.34.Combinaison des charges de l'escalier du type .2.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	PU (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Palier	6.00	2.5	11.85	8.5
paillasse	8.74	2.5	15.55	11.24

III.3.2.A.3. Détermination des efforts :

a. Récapitulation :

➢ **à L'ELU :**

Tableau III.35. Récapitulation des efforts de l'escalier à E.L.U du type .2.

	ELU		
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T_u (kN)
sollicitation	23.72	40.34	35.46

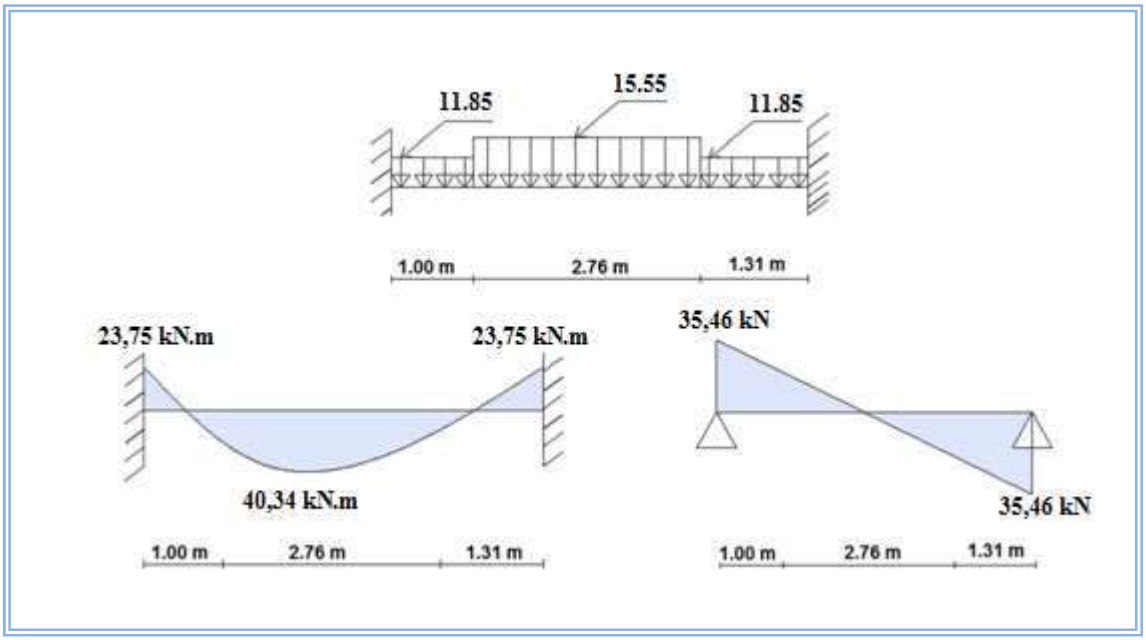


Figure III.23.Schéma statique des efforts d'escalier. type.2. E.L.U

➢ **à L'ELS :**

Tableau III.36. Récapitulation des efforts de l'escalier à E.L.S du type .2.

	ELS		
	M_{aser} (kN.m)	M_{tser} (kN.m)	T_{ser} (kN)
sollicitation	17.13	29.12	25.56

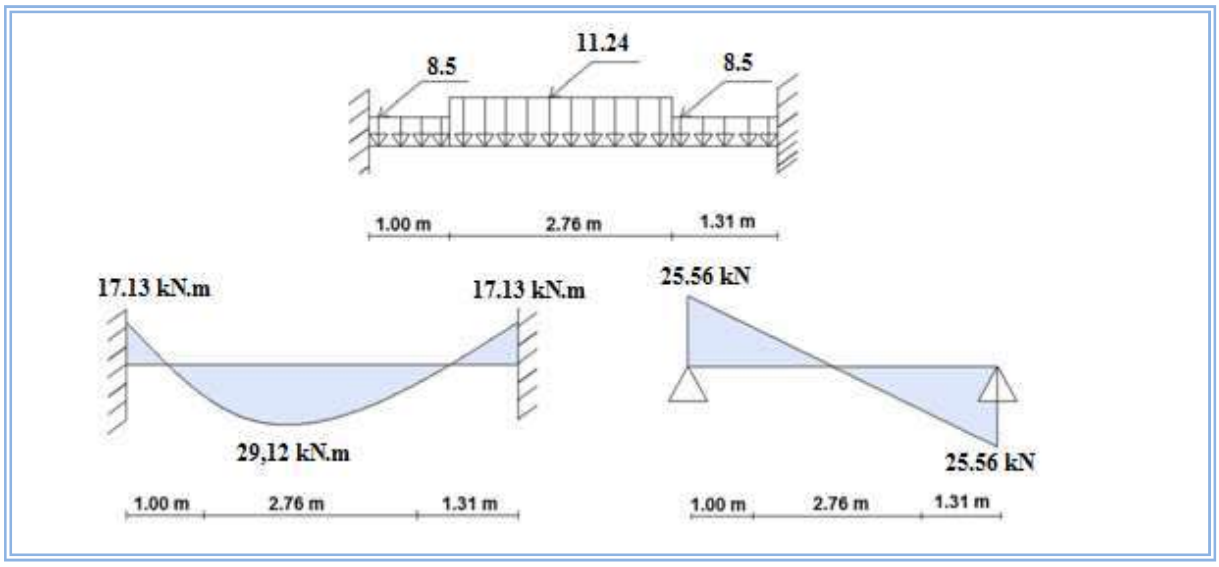


Figure III.24.Schéma statique des efforts d'escalier. type.2. ELS.

b. Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.37. Les données

Beton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	γ_b=1.5	σ_{bc}=14.2Mpa	c=2.5cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b=100cm	h=17cm	d=14.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s=1.15	σ_s=348Mpa

Tableau III.38. Calcul des sections d'acier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	$\grave{A}$(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	40.34	0.135	0.928	8.61	0	8HA14=12.31
aux appuis	23.75	0.079	0.959	4.91	0	4HA14=6.15

c. condition de non fragilité :

on vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

en travée : $A = 12.31\ cm^2 \geq \frac{100\times17}{1000} = 1.7\ cm^2$ (C.V)

en appuis : $A = 6.15\ cm^2 \geq \frac{100\times17}{1000} = 1.7\ cm^2$ (C.V)

d. Les armatures de répartition :

Tableau III.39. Les armatures de répartition

	$A_x(cm^2)$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.1$	$8\varphi 8 = 4.01cm^2$
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54$	$4\varphi 8 = 2.01cm^2$

e. Vérification de l'espacement :

Tableau III.40.Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	$St = 12.5cm \leq \min[3h = 51\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 12.5cm \leq \min[4h = 68\ cm; 45cm] = 45cm$
aux appuis	$St = 25cm \leq \min[3h = 51\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 25cm \leq \min[4h = 68cm; 45cm] = 45cm$

f. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

Tableau III.41.Vérification du ferraillage de l'escalier à E.L.S

	En travée	aux appuis
A (cm²)	12.31	6.15
M_{ser} (kN.m)	29.12	17.13
Y (cm)	5.70	4.33
I (cm^4)	20472.4	12247.41
$\overline{\sigma_b}(Mpa)$	15	
σ_b (MPa)	8.10	6.05
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	OUI	OUI

g. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{35.46\,.\,10^3}{1000.145} = 0.24\ Mpa$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa$

$\tau_u = 0.24\ Mpa \leq \overline{\tau_u}$= 3.33 Mpa (C.V)

h. <u>Vérification de la flèche</u> :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{507} = 0.033 \geq \frac{1}{20}.\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20}.\frac{29.12}{34.26} = 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{12.31}{100.14{,}5} = 8{,}49.10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400}5.10^{-3} \qquad (C.N.V)$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.42.Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P (%)	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
29.12	12.31	9.06	$8.49.10^{-3}$	0.868	187.95	0.56	2.47	1.00
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
46939.24	21665.48	33098.18	5.07	10.74	21.09	10.35	10	Non

Puisque la flèche n'est pas vérifiée avec **A=12.31 cm^2**, on augmente la section de ferraillage à **15.39 cm^2** pour refaire le calcul de la flèche qu'il devienne :

Tableau III.43. Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P (%)	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
29.12	15.39	9.21	$1{,}06.10^{-3}$	0.858	150.33	0.34	1.98	0.79
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
48254.5	31723.6	41841.36	5.07	7.34	16.68	9.35	10	oui

III.3.2.b. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III.3.2.b.1.prédimensionnement :

La longueur **: L=3.45m**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$\Rightarrow \quad h=35cm \quad ; \quad b=30cm.$$

$$0.6h \leq b \leq h$$

Donc la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 30 \times 35\ cm^2$

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003: ►► [Art 7.5.1] ◄◄**

$b = 30cm \geq 20cm$ (C.V)

$h = 35cm \geq 30cm$ (C.V)

$h/b = 1.17 < 4$ (C.V)

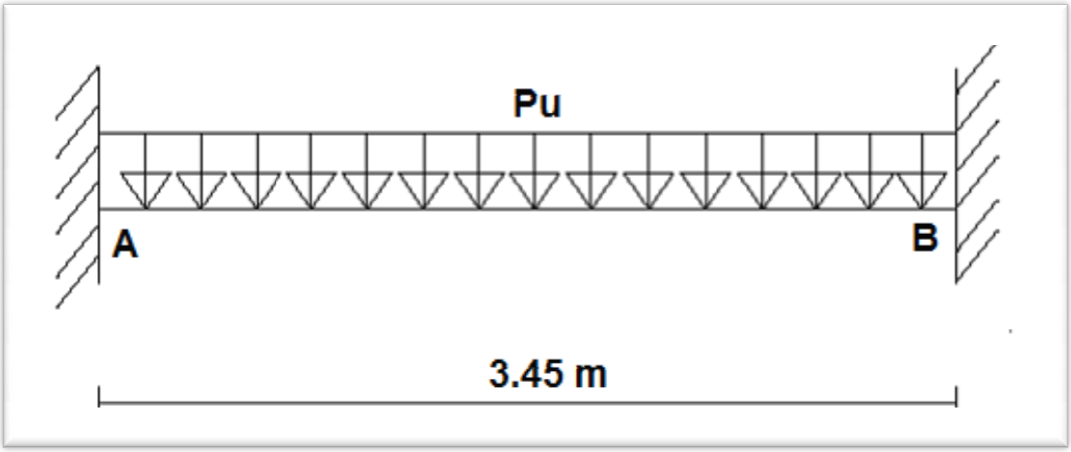


Figure III .25.Schéma statique de la poutre palière. type.2.

III.3.2.b.2. Charges revenants à la poutre:

$R_u = 35.46\ kN$; $R_{ser} = 25.56\ kN$

Poids propre de la poutre :

$G_T = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62\ kN/ml$

$q_u = (1.35 \times 2.62) + 35.49 = 39\ kN/ml$

$q_{ser} = 2.62 + 25.56 = 28.18\ kN/ml$

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul ses réactions par la méthode de la RDM :

- $R_a = R_b = {}^{qL}/_{2}$
- $M_{max}(Appuis) = M_a = M_b = -{}^{qL^2}/_{12}$
- $M_{max}(travée) = {}^{qL^2}/_{24}$

A L'ELU :

$R_a = R_b = 67.27\ kN$

$M_{max}(appuis) = -38.68\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 19.34\ kN.m$

à L'ELS :

$R_a = R_b = 48.61\ kN$

$M_{max}(appuis) = -27.95\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 13.97\ kN.m$

III.3.2.b.2. Ferraillage de la poutre et vérification a ELS:

Tableau III.44. Ferraillage et vérification de la poutre palière

	aux appuis	En travée
M_u(kN.m)	39	19.34
μ	0.086	0.043
β	0.955	0.979
A(cm^2)	3.61	1.74
A_{min}(cm^2)	5.25	5.25
A_{choisi}(cm^2)	**3HA14=4.62**	**3HA12=3.39**
M_{ser} (kN.m)	27.95	13.97
Y (cm)	10.16	8.94
I (cm^4)	45073.66	35370.66
$\sigma_b(Mpa)$	6.3	3.53
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

i. RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

Appuis :

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 4.62 + 3.39 = 8.01\ cm^2 > \frac{0{,}5.30.35}{100} = 5.25cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 8.01cm^2 < \frac{4.30.35}{100} = 42cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

Travée :

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 4.62 + 3.39 = 8.01\ cm^2 > \frac{0{,}5.30.35}{100} = 5.25 cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 8.01 cm^2 < \frac{4.30.35}{100} = 42 cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

j. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{67.27.10^3}{300.325} = 0.69\ Mpa\ ;$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ Mpa\ ; 5\ Mpa\right] = 3.33\ Mpa$$

$\tau_u = 0.69\ Mpa < \overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa$ (C.V)

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_l = 4.62\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1{,}15.67.27.10^3}{400} = 1.93\ cm^2 \quad \text{(C.V)}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2\ ; 0{,}9d] = 26\ cm$$

$V_u = 67.27\ KN \leq 520\ KN$ (C.V)

k. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10mm; \varphi_l = 14mm; \frac{b_0}{10} = 30mm\right] = 10mm$$

$$\varphi_t = 8mm \ , a_t = \frac{\pi\varphi_t^2}{4} = 0.5024cm^2$$

$$A_t = a_t.n_t \qquad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.009\ cm^2 \quad A_t = 4T8 = 2.01cm^2$$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0.9d; 40cm] = 29.25cm$$

$$S_t = \frac{0{,}9.A_t\left(f_e/\gamma_s\right)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = 246.44\ cm$$

Donc on prend : $S_t = \overline{S_t} = 30\ cm$

- **Section minimale des armatures transversales :**

$$A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4.300.325}{235} = 1{,}66cm^2 \quad \text{(C.V)}$$

- **Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right] = 8.75\ cm$ En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm$ En zone courante

On adopte :

- Zone nodale : $S_t = 8cm$
- Zone courante : $S_t = 17cm$

$A_{tmin} = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003.15.30 = 1.35cm^2 < 2.01cm^2$ (C.V)

l. Verification de la fleche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{345} = 0.101 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad C.V$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = 0.101 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.97}{10.41{,}93} = 0.033 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3{,}39}{30.32{,}5} = 3{,}47.10^{-3} \\ \frac{4{,}2}{fe} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \qquad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées ⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.3.Type III.

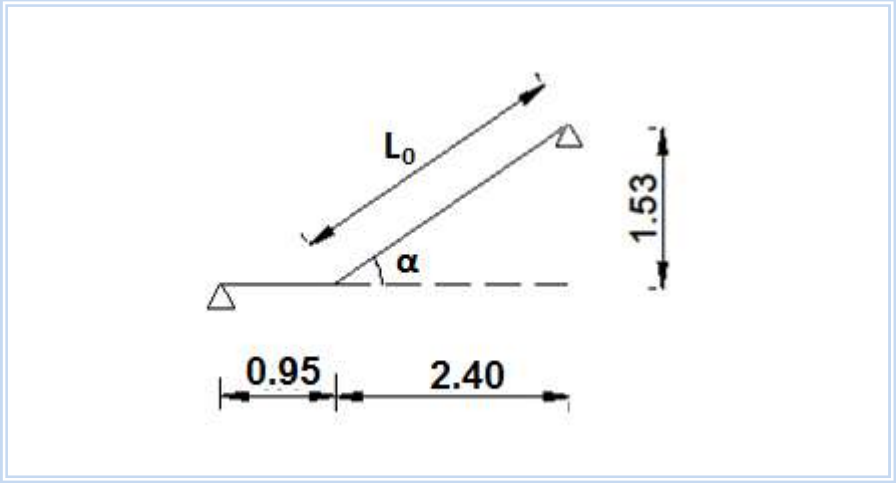


Figure III .26. Schéma statique de l'escalier. type.3.Etages courants

III.3.3.A. Prédimensionnement :

On utilisant la formule de Blondel pour vérifier g, h. [7]

59cm ≤ g + 2h ≤ 66cm,

Avec :

g: largeur de la marche. g=30cm

h: hauteur de la contremarche. : h=17cm

59cm ≤ 64cm ≤ 66cm, (C.V)

- **Epaisseur de la paillasse :**

L= 2.83+0.95⇒ L=3.78m

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow$ **e =15cm**

III.3.3.A.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.A.1.a. charges permanentes :

- **La paillasse :**

Tableau III.45. Charge permanente de la paillasse de l'escalier du type .3.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	$0.17/2$	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	$0.15/\cos\alpha$	25	4.45
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				8.32

- **Le palier de repos :**

Tableau III.46. Charge permanente du palier de repos du type .3.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				5.49

III.3.3.A.1.b. Surcharges d'exploitation :

- **Le palier** : Q=2.5 kN/m^2
- **La paillasse** : Q=2.5 kN/m^2

III.3.3.A.2. Détermination des sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.47 .Combinaison des charges de l'escalier du type .3.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	PU (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Palier	5.49	2.5	11.16	8
paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82

III.3.3.A.3. Détermination des efforts :

a. Récapitulation :

- **à L'ELU :**

Tableau III.48. Récapitulation des efforts de l'escalier du type .3.ELU

	ELU		
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)
sollicitation	12.97	22.06	27.86

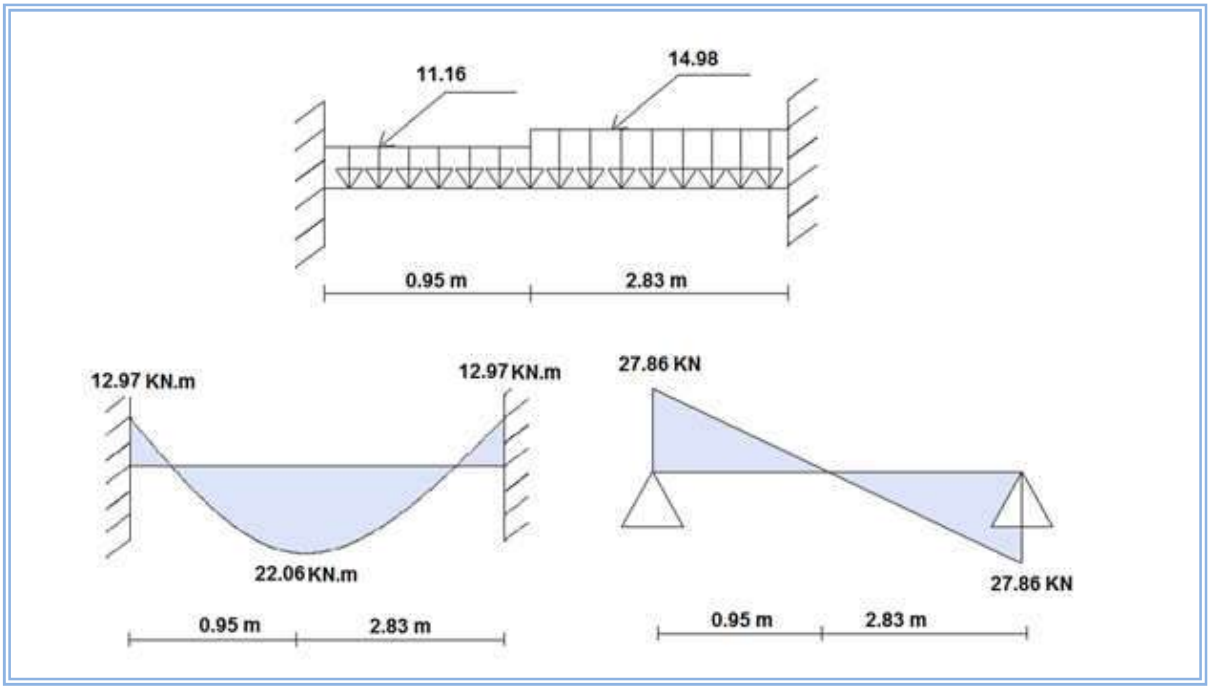


Figure III .27. Schéma statique des efforts du l'escalier. type.3. ELU

➢ **à L'ELS :**

Tableau III.49. Récapitulation des efforts de l'escalier du type .3.ELS

	ELS		
	M_{aser} (kN.m)	M_{tser} (kN.m)	T_{ser} (kN)
sollicitation	9.36	15.91	20.12

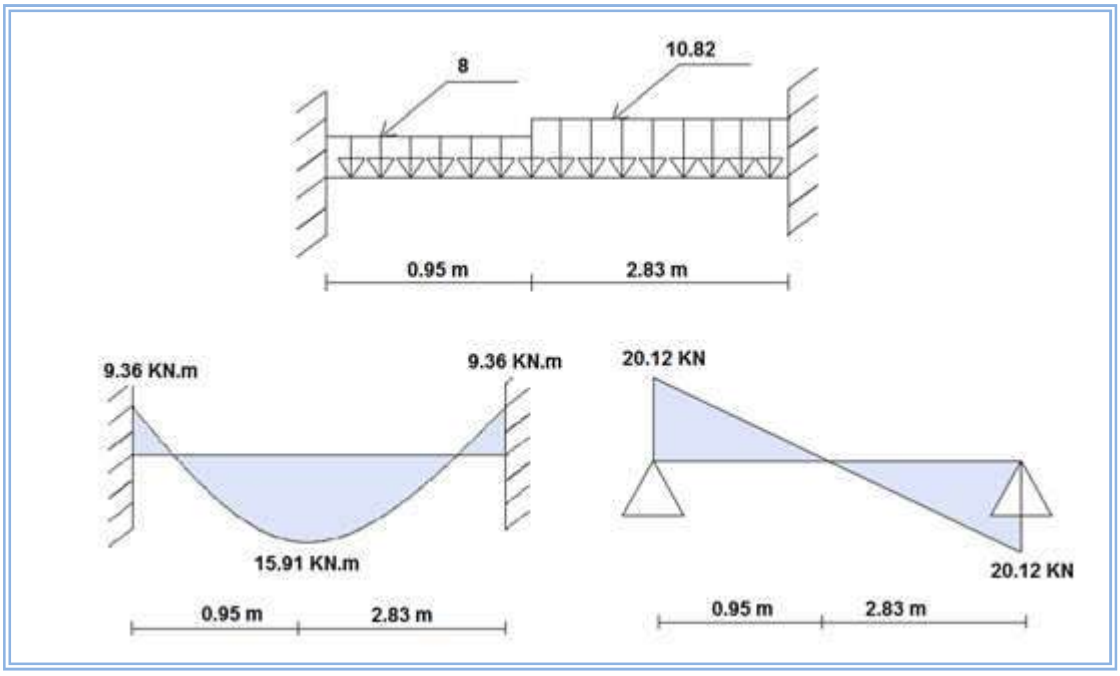


Figure III .28.Schéma statique des efforts du l'escalier. type.3.ELS

b. Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.50.Les données

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	γ_b=1.5	σ_{bc}=14.2Mpa	c=2.5cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b=100cm	h=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s=1.15	σ_s=348Mpa

Tableau III.51.Calcul des sections d'acier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	$\hat{A}$(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	22.06	0.099	0.947	5.36	0	6HA12=6.78
aux appuis	12.97	0058	0.970	3.07	0	6HA10=4.71

c. condition de non fragilité :

on vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

en travée : $A = 6.78\ cm^2 \geq \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (C.V)

aux appuis : $A = 4.71\ cm^2 \geq \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (C.V)

d. Les armatures de répartition :

Tableau III.52. Les armatures de répartition

	$A_x(cm^2)$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	$4\varphi 8 = 2.01cm^2$
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17$	$3\varphi 8 = 1.50cm^2$

e. Vérification de l'espacement :

Tableau III.53 .Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	$St = 20cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 25cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45cm] = 33cm$
aux appuis	$St = 20cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33cm] = 33cm$	$St = 33cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45cm] = 45cm$

f. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

Tableau III.54. Vérification du ferraillage de l'escalier à E.L.S

	En travée	aux appuis
A (cm^2)	6.78	4.71
M_{ser} (kN.m)	15.91	9.36
Y (cm)	4.13	3.55
I (cm^4)	9472.95	7150.54
$\overline{\sigma_b}(Mpa)$	15	
σ_b (MPa)	6.94	4.65
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	OUI	OUI

g. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} = \frac{27{,}86 . 10^3}{1000.125} = 0.022\ Mpa$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa$

$\tau_u = 0.022\ Mpa \leq \overline{\tau_u}$= 3.33 Mpa (C.V)

h. <u>Vérification de la flèche</u> :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{378} = 0.039 \geq \frac{1}{20}.\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20}.\frac{15.91}{18,72} = 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{6.78}{100.12,5} = 5,42.10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.V)$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.55. Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P (%)	ß$_1$	σ_s (MPa)	µ	λ_i	λ_v
15.91	6.78	7.78	0.54	0.890	210.93	0.45	3.90	1.56
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
30506.7	12180.53	19716.43	3.78	5.80	10.75	4.95	7.56	oui

III.3.3.b. <u>Calcul de la poutre palière</u> :

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III.3.3.b.1.<u>Pré dimensionnement</u> :

La longueur **: L=3.45m**

$$^{L}/_{15} \leq h \leq {}^{L}/_{10}$$

⇒ h=35cm ; b=30cm.

$$0.6h \leq b \leq h$$

Donc la poutre palière aura pour dimension $\boldsymbol{b \times h = 30 \times 35\ cm^2}$

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

$b = 30cm \geq 20cm$ (C.V)

$h = 35cm \geq 30cm$ (C.V)

$^{h}/_{b} = 1.17 < 4$ (C.V)

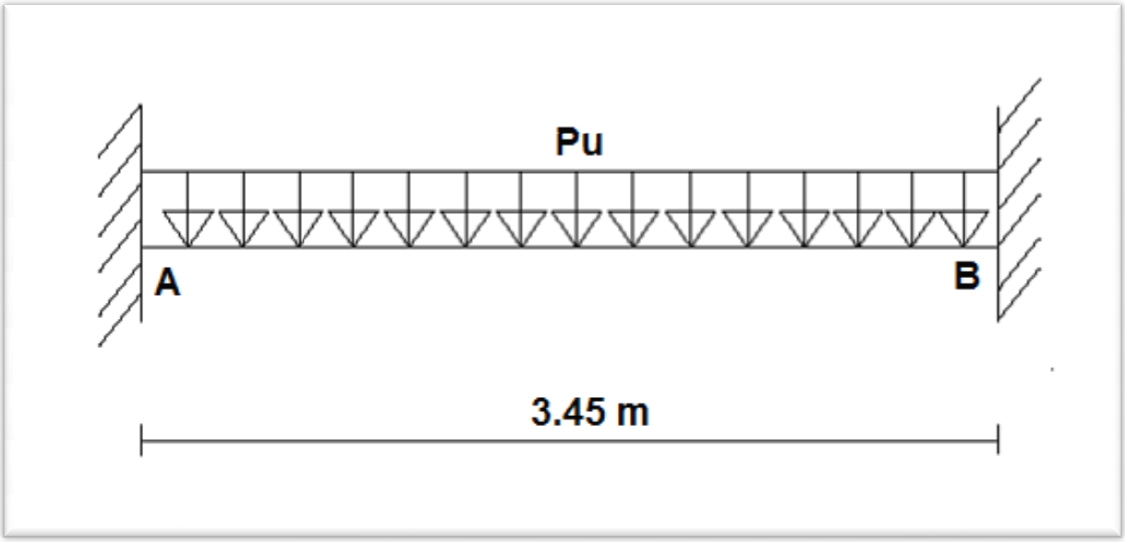


Figure III .29. Schéma statique de la poutre palière. type.3.

III.3.3.b.2. Charges revenants à la poutre:

$R_u = 27.86\ kN$; $R_{ser} = 20.12\ kN$

Poids propre de la poutre :

$G_T = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62\ kN/ml$

$q_u = (1.35 \times 2.62) + 27.86 = 31.4\ kN/ml$

$q_{ser} = 2.62 + 20.12 = 22.74\ kN/ml$

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul ses réactions par la méthode de la RDM :

- $R_a = R_b = {}^{qL}/_{2}$
- $M_{max}(Appuis) = M_a = M_b = -{}^{qL^2}/_{12}$
- $M_{max}(travée) = {}^{qL^2}/_{24}$

A L'ELU :

$R_a = R_b = 54.16\ kN$

$M_{max}(appuis) = -31.14\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 15.57\ kN.m$

A L'ELS :

$R_a = R_b = 39.23\ kN$

$M_{max}(appuis) = -22.55\ kN.m$

$M_{max}(travée) = 11.28\ kN.m$

III.3.3.b.2. <u>Ferraillage de la poutre et vérification a ELS:</u>

Tableau III.56. Ferraillage et vérification de la poutre palière

	aux appuis	En travée
M_u(kN.m)	31.14	15.57
μ	0.069	0.035
β	0.964	0.982

A (cm^2)	2.86	1.40
A_{min} (cm^2)	5.25	
A_{choisi}(cm^2)	**3HA12=3.39**	**3HA12=3.39**
M_{ser} (kN.m)	22.55	11.28
Y (cm)	9.55	8.11
I (cm^4)	22190.56	16301.53
K (N/mm^3)	0.101	0.069
$\sigma_b(Mpa)$	9.70	5.61
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

i. <u>RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄</u>

<u>Appuis</u> :

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 3.39 + 3.39 = 6.78cm^2 > \frac{0{,}5.35.30}{100} = 5.25cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 6.78\ cm^2 < \frac{4.35.30}{100} = 42cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

<u>Travée :</u>

$A_{min} = 0.5\%\ bh \quad \Rightarrow \quad 3.39 + 3.39 = 6.78cm^2 > \frac{0{,}5.35.30}{100} = 5.25cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 4\%\ bh$ Zone courante $\Rightarrow 6.78\ cm^2 < \frac{4.35.30}{100} = 42cm^2$ (C.V)

$A_{max} = 6\%\ bh$ Zone de recouvrement

j. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{54.16.10^3}{300.275} = 0.66Mpa\ ;$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ Mpa\ ; 5\ Mpa\right] = 3.33\ Mpa$$

$$\tau_u = 0.66\ Mpa < \overline{\tau_u} = 3.33\ Mpa \qquad \text{(C.V)}$$

➢ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_l = 3.39\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1{,}15.54{,}16.10^3}{400} = 1{,}56\ cm^2 \qquad \text{(C.V)}$$

➢ **Vérification de compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2\ ; 0{,}9d] = 26\ cm$$

$$V_u = 54.16\ kN \leq 206.66\ kN \qquad \text{(C.V)}$$

k. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10mm; \varphi_l = 14mm; \frac{b_0}{10} = 30mm\right] = 10mm$$

$$\varphi_t = 8mm\ , a_t = \frac{\pi \varphi_t^2}{4} = 0.5024cm^2$$

$$A_t = a_t.n_t \qquad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.009\ cm^2 \quad A_t = 4T8 = 2.01cm^2$$

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0.9d; 40cm] = 29.25\ cm$

$$S_t = \frac{0{,}9.A_t\left(f_e/\gamma_s\right)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = 410.73\ cm$$

Donc on prend : $S_t = \overline{S_t} = 29.25cm$

- **Section minimale des armatures transversales :**

$A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4.300.275}{235} = 1.40cm^2$ (C.V)

- **<u>Vérification vis-à-vis RPA99Version2003</u> ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right] = 8.75\ cm$ En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm$ En zone courante

On adopte :

- Zone nodale : $S_t = 8cm$
- Zone courante : $S_t = 17cm$

$A_{tmin} = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003.15.30 = 1.35cm^2 < 2.01cm^2$ (C.V)

l. <u>Verification de la flèche</u>:

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{345} = 0.101 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = 0.101 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.28}{10.33{,}83} = 0.033 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{30.27{,}5} = 4{,}11.10^{-3} \\ \frac{4{,}2}{fe} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \qquad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées ⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Calcul des dalles :

TYPE I

III.4.1. Prédimensionnement :

Longueur : 3.09 m

Largeur : 1.05 m

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{105}{10} = 10.5\ cm$$

On adopte : **ep =15cm**

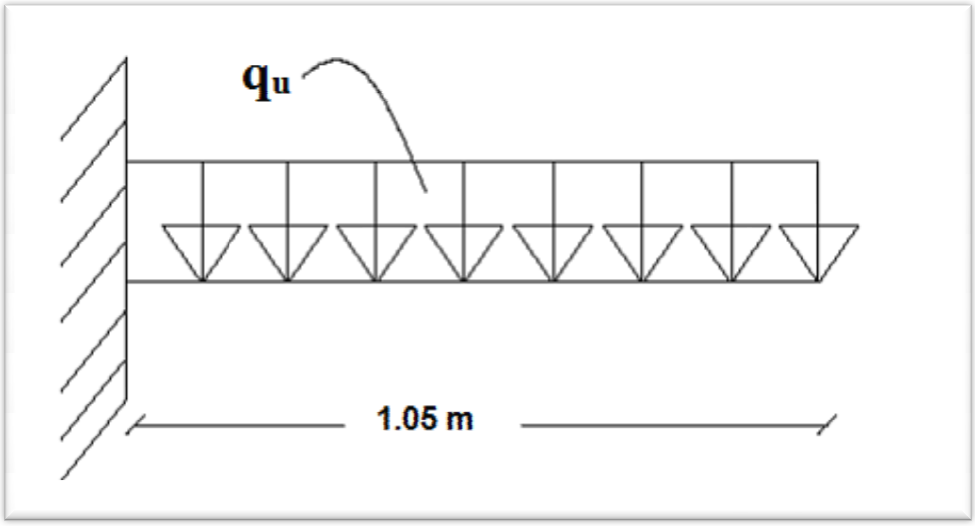


Figure III .30. Schéma statique de la dalle type.1.

III.4.2. Calcul des efforts:

$G = 5.49\ kN/m^2$

$Q = 3.5\ kN/m^2$

III.4.3. Combinaisons de charges:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A L'ELU :

$$q_u = (1{,}35\ G + 1{,}5\ Q) \times 1ml = [1{,}35(5{,}49) + 1{,}5(3{,}5)] \times 1\ ml = 12{,}66\ kN/ml$$

A L'ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = (5.49 + 3.5) = 8{,}99\ kN/ml$$

III.4.4. Ferraillage :

- **Calcul des moments d'encastrements :**

ELU :

$$M_{q_u} = \frac{q_u . L^2}{2} = \frac{12{,}66 \times 1{,}05^2}{2} = 6{,}97\ kN.m$$

ELS :

$$M_{q_{ser}} = \frac{q_{ser} . L^2}{2} = \frac{8{,}99 \times 1{,}05^2}{2} = 4{,}95\ kN.m$$

- **Calculs des armatures :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$\sigma_b = 14.2\ Mpa$; $\sigma_s = 348\ Mpa$; $d = 0.15 - 0.02 = 0.13\ cm$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6{,}97.10^6}{14{,}2 \times 1000 \times 130^2} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A` = 0$$

$$\beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{6{,}90.10^6}{348 \times 130 \times 0.986} = 1{,}54\ cm^2\ .$$

$$\boldsymbol{A_t = 6\ HA10 = 4{,}71\ cm^2}$$

Avec un espacement de 16.66 cm

$S_t = 16.66\ cm \leq Min[3h; 33] = 33\ cm$ (Fissuration préjudiciable).

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_t = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}17\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_t = 6HA8 = 3{,}01\ cm^2}$$

Avec un espacement de 16,66 cm

$S_t = 16{,}66\ cm \leq Min[2h; 25] = 25\ cm$

III.4.5. Vérification à l'ELU :

➢ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}57\ cm^2$$

$A_t = 4{,}71\ cm^2 \geq 1{,}57\ cm^2 \Rightarrow C.V$

➢ **Vérification au cisaillement :**

$V_u = q_u . l = 12{,}66 \times 1{,}05 = 13{,}29\ kN$

$$\tau_u = \frac{13{,}29 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}102\ Mpa \leq \overline{\tau_u} = Min\left(\frac{0{,}15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\ Mpa\right) = 2{,}5\ Mpa \qquad (C.V)$$

III.4.6. Vérification a l'ELS :

a) état limite de résistance à la compression de béton.

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

- $Y = 3{,}63\ cm$
- $I = 7797.25\ cm^4$

- $K = 63{,}48\ N/cm^3$

- $\sigma_b = 2{,}30\ Mpa \leq 15\ Mpa \quad (C.V)$

b) <u>Vérification de la flèche</u> :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L_x} = \dfrac{15}{105} = 0.14 \\ \dfrac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \qquad C.V$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} = \dfrac{15}{105} = 0.14 \\ \dfrac{M_t}{20M_x} = \dfrac{4.95}{20 \times 4.95} = 0.05 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \qquad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4,71}{100\times13} = 3,62.10^{-3} \\ \frac{4,2}{fe} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \qquad \text{C.V}$$

TYPE II

III.4.1. Prédimensionnement :

Longueur : 1.51 m

Largeur : 1.35 m

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\ cm$$

On adopte : **ep =15cm**

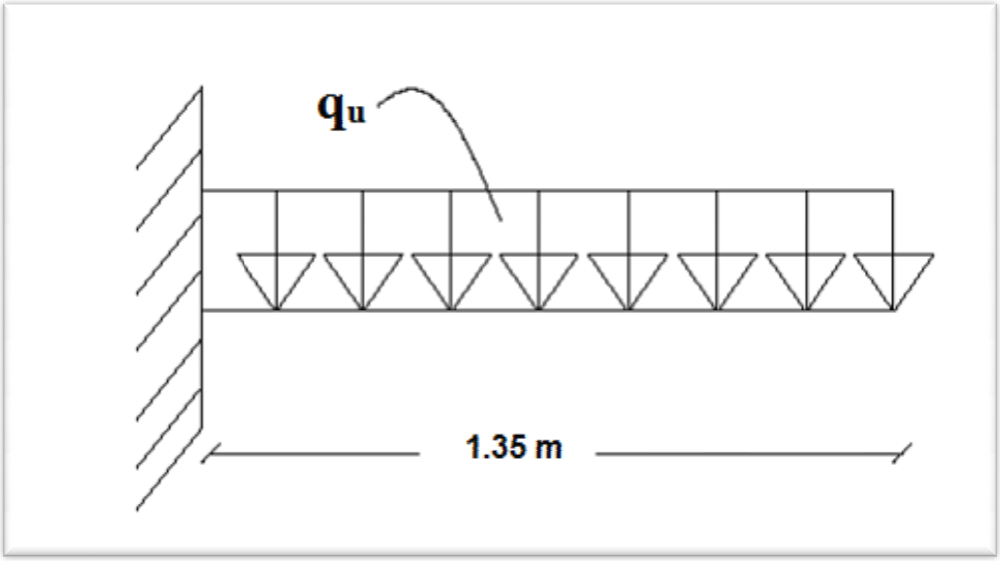


Figure III .31. Schéma statique de la dalle type.2.

III.4.2. Calcul des efforts:

$G = 5.49\ kN/m^2$

$Q = 3.5\ \ kN/m^2$

III.4.3. Combinaisons de charges:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A L'ELU :

$q_u = (1{,}35\ G + 1{,}5\ Q) \times 1ml = [1{,}35(5{,}49) + 1{,}5(3{,}5)] \times 1\ ml = 12{,}66\ kN/ml$

A L'ELS :

$q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = (5.49 + 3.5) = 8{,}99\ kN/ml$

III.4.4. Ferraillage :

- **Calcul des moments d'encastrements :**

ELU :

$$M_{q_u} = \frac{q_u . L^2}{2} = \frac{12{,}66 \times 1{,}35^2}{2} = 11{,}53\ kN.m$$

ELS :

$$M_{q_{ser}} = \frac{q_{ser} . L^2}{2} = \frac{8{,}99 \times 1{,}35^2}{2} = 8{,}19\ kN.m$$

- **Calculs des armatures :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$\sigma_b = 14.2\ Mpa \quad ; \ \sigma_s = 348\ Mpa \quad ; \ d = 0.15 - 0.02 = 0.13\ cm$

- ✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11{,}53.10^6}{14{,}2 \times 1000 \times 130^2} = 0.048 \ < \mu_l = 0.392 \ \Rightarrow \ A` = 0$$

$\beta = 0.975$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{11{,}53.10^6}{348 \times 130 \times 0.975} = 2{,}61\ cm^2\ .$$

$$\boldsymbol{A_t = 6\ HA10 = 4{,}71\ cm^2}$$

Avec un espacement de 16.66 cm

$S_t = 16.66\ cm \leq Min[3h; 33] = 25\ cm$ (Fissuration préjudiciable).

- ✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_t = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}17\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_t = 6HA8 = 3{,}01\ cm^2}$$

Avec un espacement de 16,66 cm

$S_t = 16{,}66\ cm \leq Min[2h; 25] = 25\ cm$

III.4.5. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}57\ cm^2$$

$A_t = 4{,}71\ cm^2 \geq 1{,}57\ cm^2 \Rightarrow C.V$

- **Vérification au cisaillement :**

$V_u = q_u.l = 12{,}66 \times 1{,}35 = 17{,}10\ kN$

$$\tau_u = \frac{17{,}10 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}131\ Mpa \leq \overline{\tau_u} = Min\left(\frac{0{,}15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\ Mpa\right) = 2{,}5\ Mpa \qquad (C.V)$$

III.4.6. Vérification a l'ELS :

c) état limite de résistance à la compression de béton.

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

- $Y = 3{,}63\ cm$
- $I = 7797.25\ cm^4$
- $K = 63.48\ N/cm^3$
- $\sigma_b = 2{,}30\ Mpa \leq 15\ Mpa \quad (C.V)$

Vérification de la flèche :

Pour se disposer du calcul de la flèche on vérifier :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{Lx} = \frac{15}{135} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \qquad C.V$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} = \frac{15}{135} = 0.11 \\ \frac{M_t}{20M_x} = \frac{8{,}19}{20 \times 8{,}19} = 0.05 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4{,}71}{100 \times 13} = 3{,}62.10^{-3} \\ \frac{4{,}2}{fe} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \quad \text{C.V}$$

III.5. Dalle machine :

III.5.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 4{,}15\ m^2$

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

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2.Prédimensionnement :

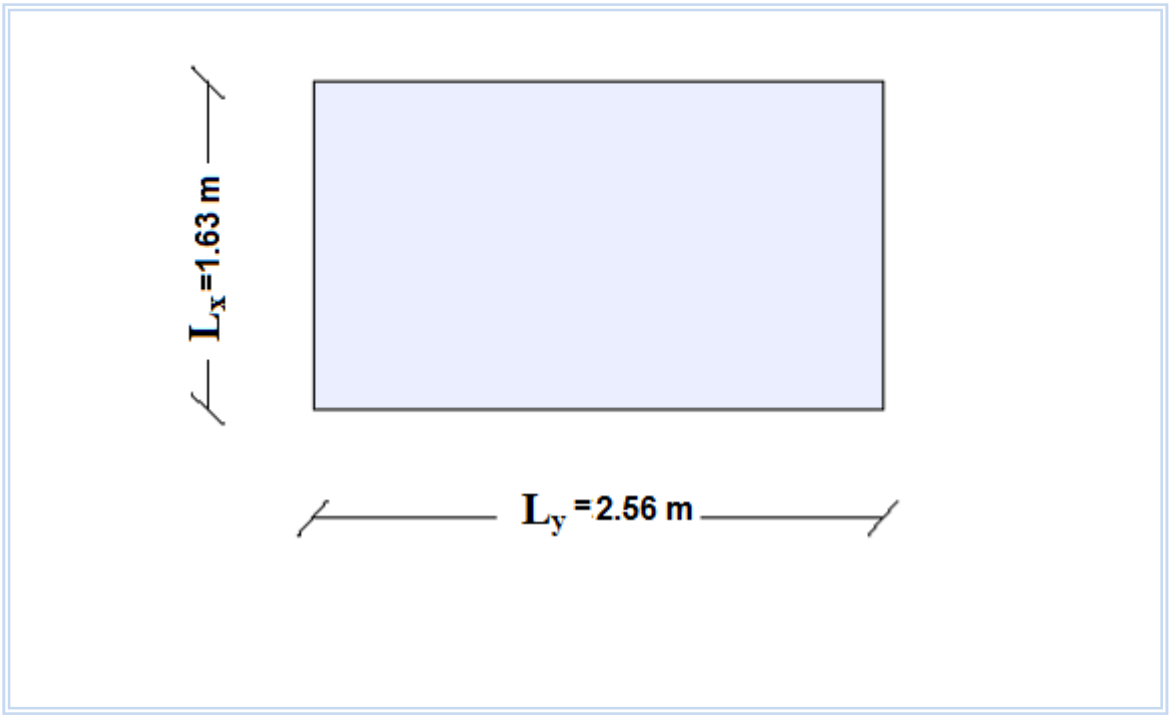


Figure III .32. Dimension de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.62\ cm \leq e \leq 4.07\ cm$$

Condition de L'E.N.A.S.C :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm. On prend **e=25cm.**

III.5.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Tableau III.57. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Dalle pleine	G	épaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
		0.25	25	6.25
	Q	5		

III.5.4. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donnée par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

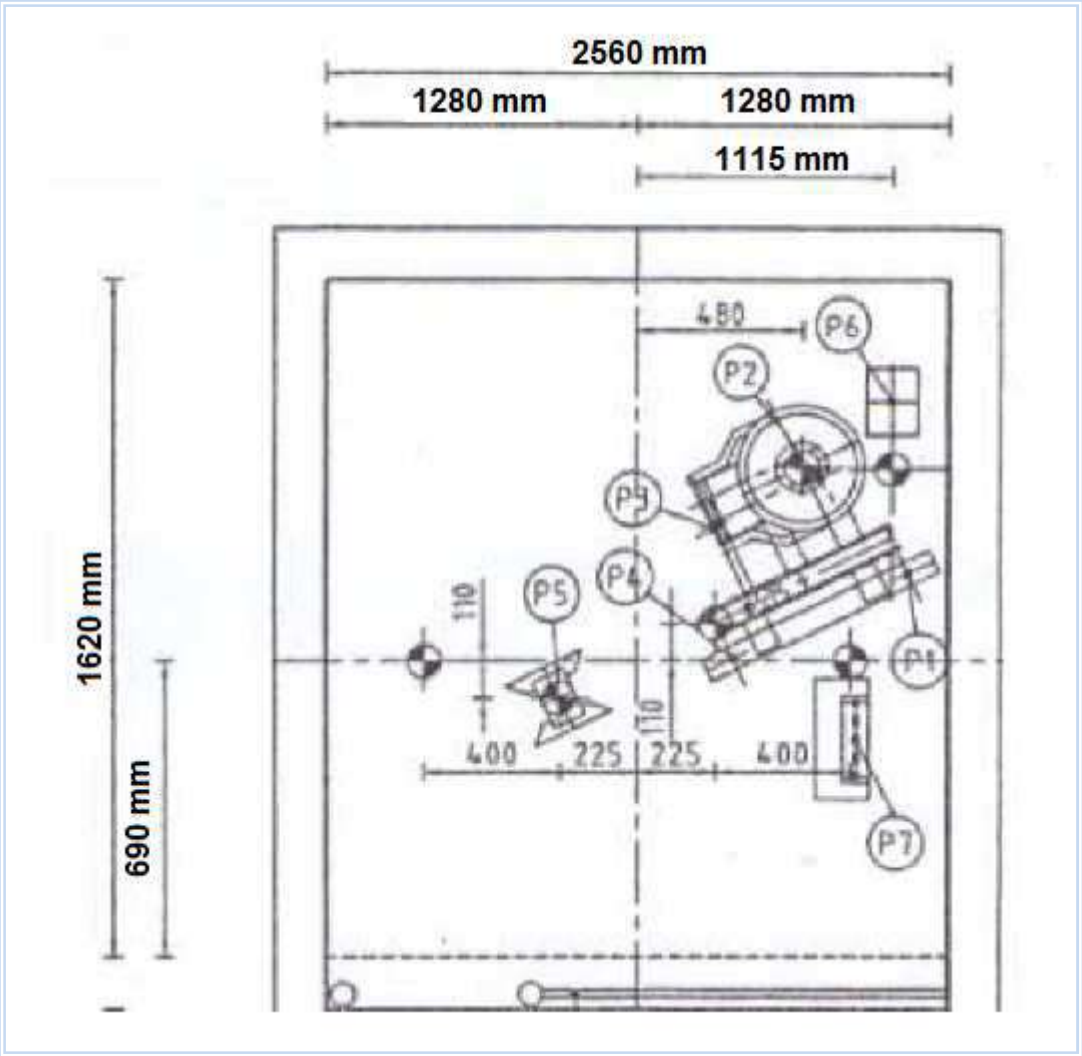


Figure III .33. Différentes charges supportées par la dalle machine

Tableau III.58. Les charges concentrées

P (kgf)						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 116{,}94\ kN/m^2$$

Tableau III.59. Les charges et surcharges

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
123.2	5	173.82	128.2

III.5.5 Calcul des sollicitations :

III.5.5.a Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élèves et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc, on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.5.b. Hypothèse (ligne de rupture) :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur : en fonction (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges reparties :

$$T_{ext} = q.s.\ f_{cdg}$$

- q : charge répartie.
- S : surface de la région rigide.
- f_{cdg} : flèche au niveau du cdg de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M : moment de flexion.
- L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ : l'angle de rotation.

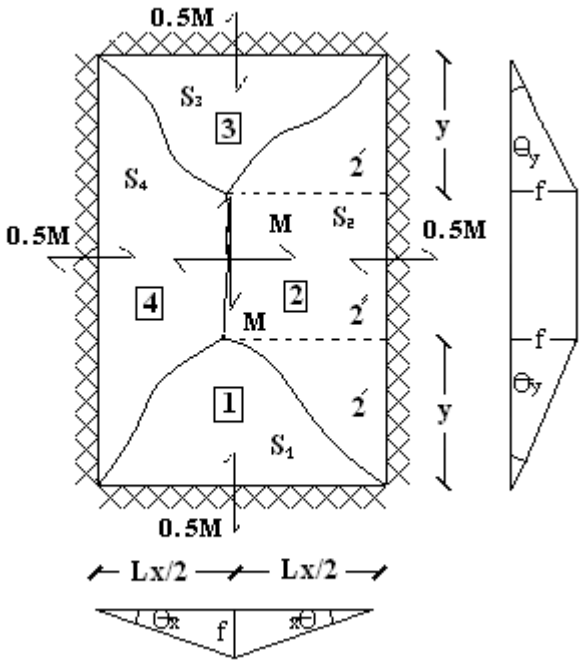


Figure III .34. Les linges de ruptures

❖ **Travail externe :**

$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + T_{ext}^4$

Avec :

- $T_{ext}^1 = T_{ext}^3$

- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$T_{ext}^{1} = \text{q.S}_1.\frac{f}{3} = \text{q}.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$

$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2\prime} + T_{ext}^{2\prime\prime} = \text{q}.f\left(\frac{1}{4} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x y\right)$

$T_{ext} = \text{q}.f\left(\frac{1}{2} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x y\right)$

❖ **Travail interne :**

$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$

Avec :

❖ $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$

❖ $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$T_{int}^{1} = 0.5\, M\, L_x\, \theta_y + M\, L_x\, \theta_y$ $\qquad$ $\theta_y = \tan\theta_y = \frac{f}{y}$

$T_{int}^{1} = 1.5 M L_x \frac{f}{y}$

$T_{int}^{2} = 0.5 M L_y \frac{2f}{L_x} + M L_y \frac{2f}{L_x}$

$T_{int}^{2} = 3 M L_y \frac{f}{L_x}$

$T_{int} = 3Mf\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)$

➢ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$q = 3M \frac{\left(\frac{1.63}{y}+3.14\right)}{(-0.54y+2.07)}$ …….. (*)

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**

$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1.69y^2 + 1.76y - 3.37 = 0 \Rightarrow \boldsymbol{y = 0.98\ cm}$

Pour trouver « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) :

M=0.107 q

$M_t = M = 0.107 \times 173.82 \Rightarrow$ $\boldsymbol{M_t = 18.59\ kN.m}$

$M_a = 0.5M \Rightarrow$ $\boldsymbol{M_a = 9.29\ kN.m}$

III.5.6. Calcul de ferraillage :

Tableau III.60. Les données

f_{c28}	25 Mpa	h	25 cm
f_{t28}	2.1 Mpa	d	23 cm
f_e	400 Mpa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 Mpa	$\grave{c}$	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 Mpa	b	100 cm

On doit calculer les hauteurs utiles :

- $d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\ cm$
- $d_y = 22.5 - 2 - \frac{1}{2} = 21.5\ cm$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.61. Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	$\grave{A}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Sens X	**En travée**	18.59	0.026	0.987	2.40	0	2.5
	Aux appuis	9.29	0.013	0.993	1.20	0	2.5
Sens Y	**En travée**	18.59	0.028	0.986	2.52	0	2.5
	Aux appuis	9.29	0.014	0.993	1.26	0	2.5

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3.14\ cm^2 \\ A_y = 4HA10 = 3.14\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition d'espacement : [3]** ►► Art [A.8.2.42] ◄◄

Suivant la direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min\ (2h; 25cm)$

Suivant la direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h; 33cm)$

Les armatures supérieures : $S_t = 25cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm$

Les armatures inférieures : $S_t = 25cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$

III.5.7. Vérification de l'effort tranchant:

Suivant L_x :

$$V_u = \frac{P_u . L_x . L_y}{2L_y + L_x} = 107.45\ kN$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 . d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = \frac{107.45 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.47\ Mpa \leq \overline{\tau_u} = 1.16\ Mpa \qquad (C.V)$$

Suivant L_y :

$$V_u = \frac{P_u . L_x . L_y}{3L_y} = 94.44\ Mpa$$

$$\tau_u = \frac{94.44 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.44\ Mpa\ \leq 1.16\ Mpa \qquad (C.V)$$

Résultats :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul.

III.5.8. Vérification à l'ELS :

- **Béton :** $\overline{\sigma_b} = 15\ Mpa$

- **Acier :** la fissuration est non préjudiciable

➢ Détermination du moment service :

Tableau III.62.Calcul de moment de service

		$M_{ser}(kN.m)$
Sens X	En travée	0,107. 128,2 = **13.72 kN.m**
	Aux appuis	0 ,5. 13,72= **6.85 kN.m**
Sens Y	En travée	0,107. 128,2= **13,72 kN.m**
	Aux appuis	0 ,5. 13,72= **6,85 kN.m**

➢ Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.63.Vérification à L'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/cm^3)	$\sigma_b\ (Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sens X	En travée	13.72	3.14	4.15	18242.07	77.45	3.21	Oui
	Aux appuis	6.85	3.14	4.15	18242.07	38.70	1.60	Oui
Sens Y	En travée	13.72	3.14	4.05	16556.40	85.34	3.46	Oui
	Aux appuis	6.85	3.14	4.05	16556.40	42.64	1.73	Oui

III.5.9. Vérification de la flèche :

D'abord on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{35} + \dfrac{1}{27} \\ \dfrac{h}{L_x} = \dfrac{25}{163} = 0.15 \\ \dfrac{1}{35} + \dfrac{1}{27} = 0.065 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} + \frac{1}{27} \qquad (C.V)$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} = \dfrac{25}{163} = 0.15 \\ \dfrac{M_t}{20M_X} = \dfrac{13.72}{20 \times 13.72} = 0.05 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_X} \qquad \text{C.V}$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{A_t}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \\ \dfrac{A_t}{bd} = \dfrac{3{,}14}{100 \times 22.5} = 1{,}39.10^{-3} \\ \dfrac{2}{fe} = \dfrac{2}{400} = 5.10^{-3} \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{fe} \qquad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche puisque les conditions sont vérifiées.

III.5.10. <u>vérification du poinçonnement</u> :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_u = 125\ \text{kN}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + 2\left(e + \frac{h}{2}\right)$$

$$v = b + 2(e + \frac{h}{2})$$

Avec a=b=e=0

$$U_c = 4h = 100\ \text{cm}$$

$$Q_u = 125\ \text{kN} \leq 1875\ \text{kN} \qquad (C.V)$$

Puisque la condition est vérifier, on conclu qu'aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

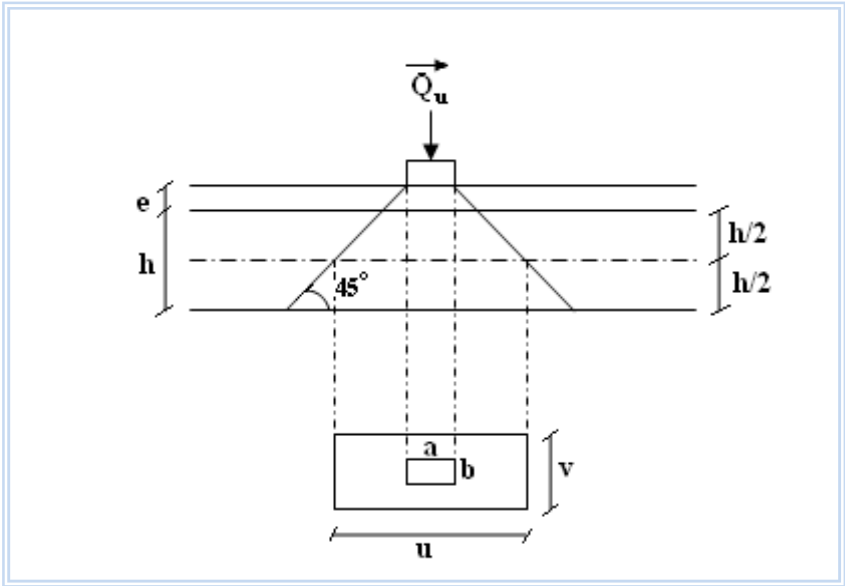


Figure III .35. Schéma caractéristique du poinçonnement

Chapitre IV

CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G)
- Le centre de rigidité (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

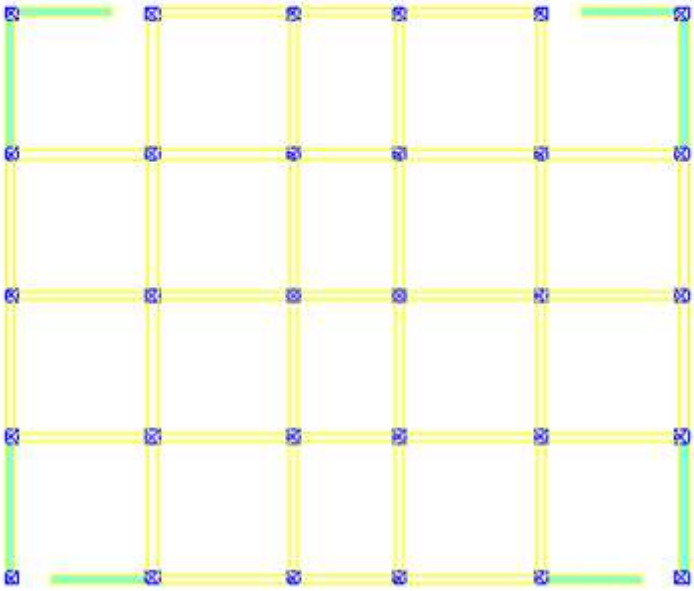
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \qquad \text{Et} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré.
- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

DISPOSITION DU VOILE
NIVEAU ETAGES
COURANTS



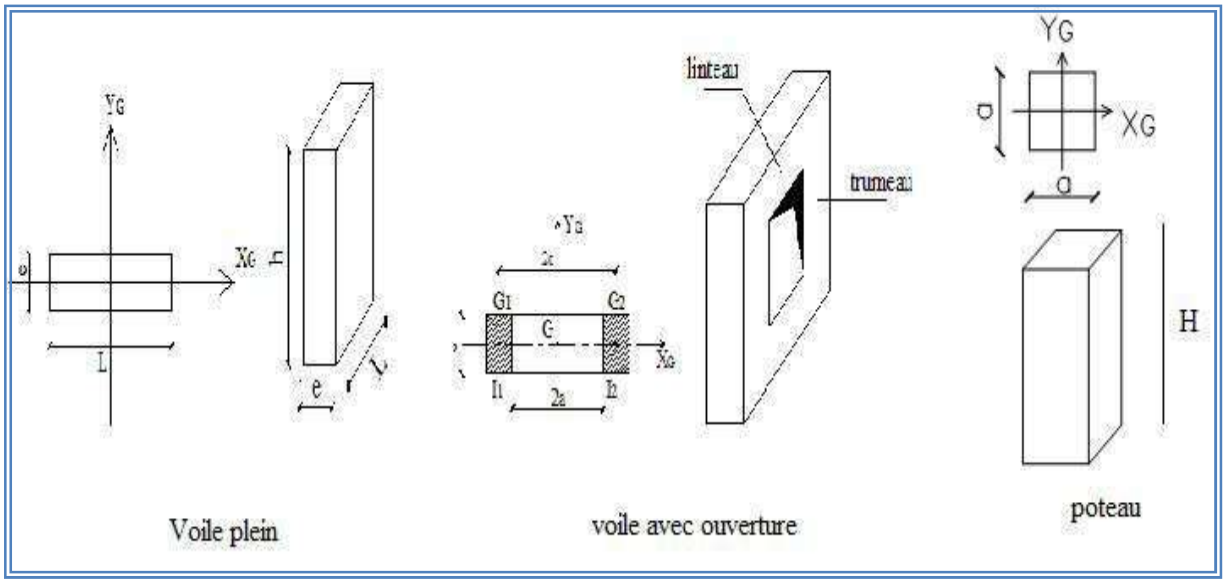
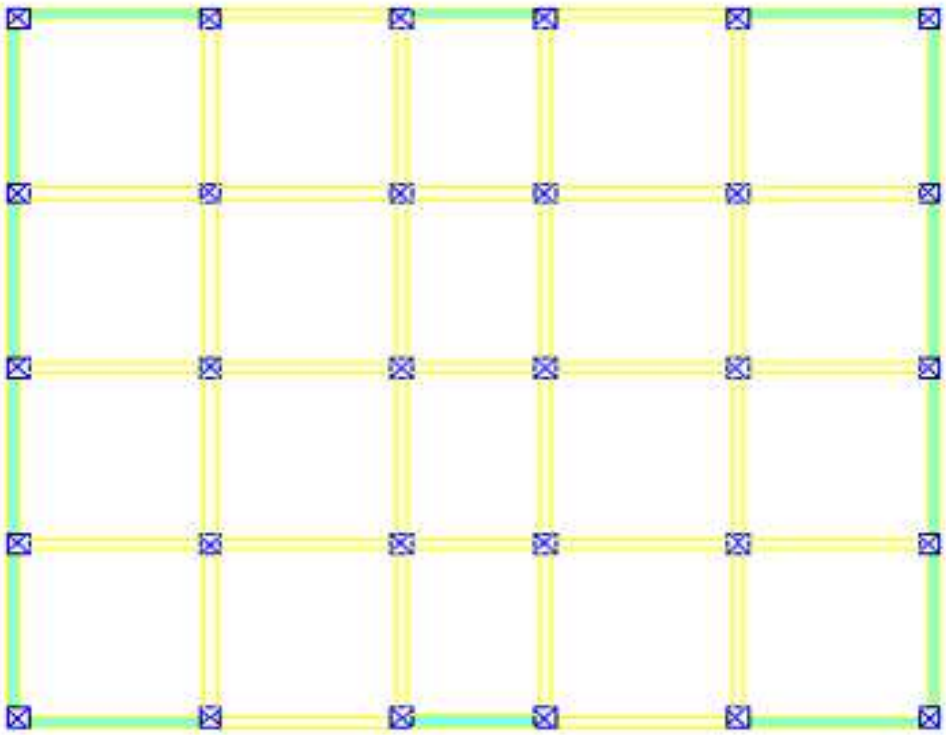


Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux

DISPOSITION DU VOILE PERIPHERIQUE NIVEAU S/SOL



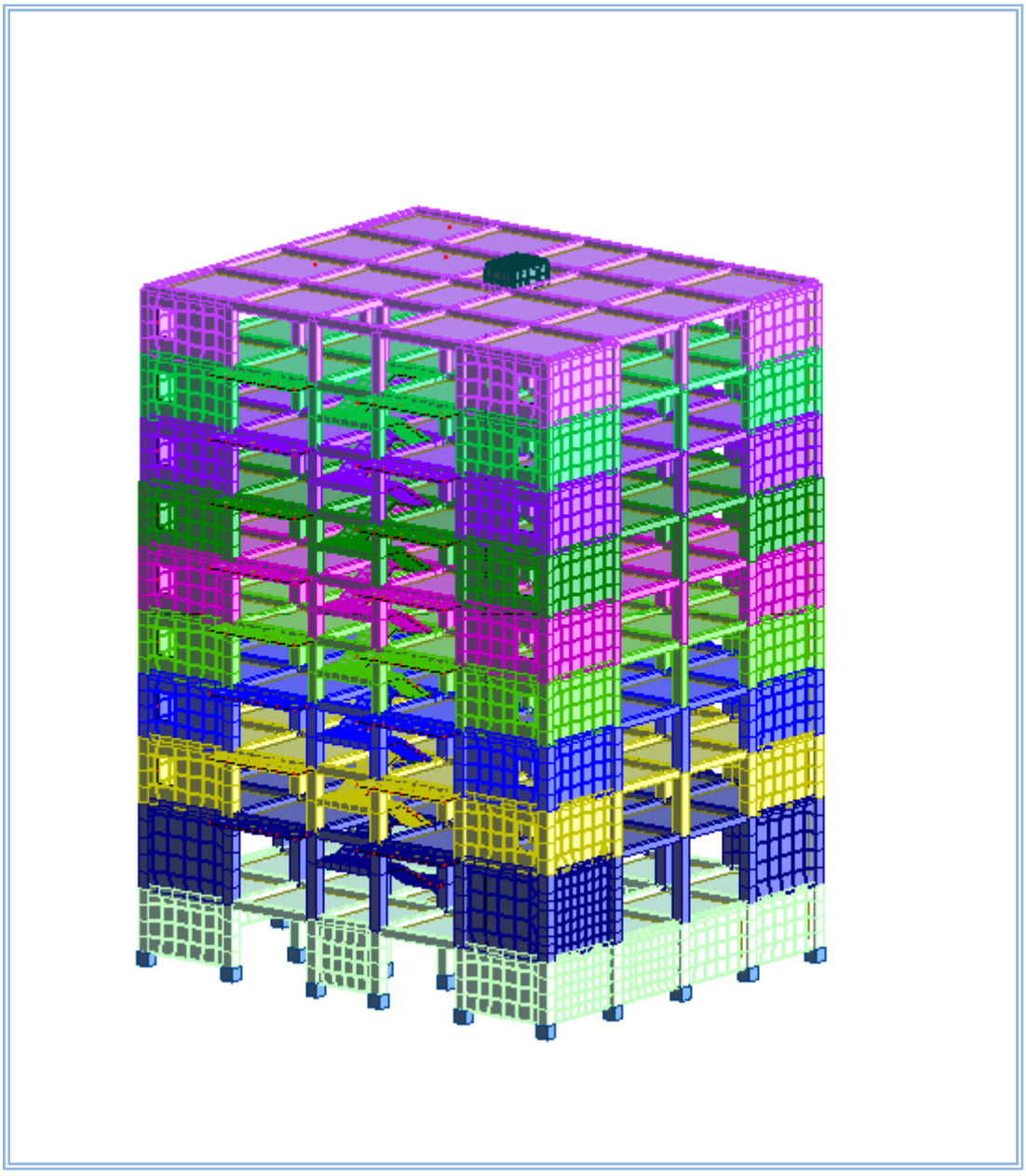


Figure IV.2. Disposition du voile vue 3D

Tableau IV -1 : Calcul du centre de masse

Niveau	W_i(kN)	X_i	Y_i	$W_i * X_i$	$W_i * Y_i$
+28.61	1768.59	11.91	9.61	21063.90	16996.15
+25.55	1924.16	11.92	9.58	22936.98	18433.45
+22.49	1922.43	11.92	9.59	22915.36	18436.10
+19.43	2031.50	11.92	9.56	24215.48	19421.14
+16.37	2031.50	11.92	9.56	24215.48	19421.14
+13.31	2031.50	11.92	9.56	24215.48	19421.14
+10.25	2152.06	11.92	9.54	25652.56	20530.65
+7.19	2153.78	11.92	9.53	25673.06	20525.52
+4.13	2658.70	11.93	10.05	31718.31	26719.94
+0.00	2441.51	13.10	11.24	31983.78	27442.57

⇓⇓

	$\sum W_i$	$\sum W_i * X_i$	$\sum W_i * Y_i$	X_G	Y_G
TOTAL	21115.73	254590.01	207347.80	12.06	9.82

IV.2.2.<u>Centre de torsion</u> :

Le centre de torsion est un point ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par ce point parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{Et} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Les poteaux : $I_x = \frac{bh^3}{12}$; $I_y = \frac{hb^3}{12}$
- Les voiles pleins : $I_x = \frac{Le^3}{12}$; $I_y = \frac{eL^3}{12}$
- Les voiles avec ouvertures : $I_e = \dfrac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient des monolithismes des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$: Voile à un seul fil d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha}$ si $\xi = 0$.

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha,\xi) = \frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque: si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein

Tableau IV .2 . Calcul du centre de torsion

Niveau	I_{xi}	I_{yi}	X_i	Y_i	$I_{xi} * Y_i$	$I_{yi} * X_i$
+28.61	9645331.60	13166953.68	11.90	10.03	$96.74*10^6$	$156.69*10^6$
+25.55	11000853.97	13337734.53	9.50	10.03	$110.34*10^6$	$126.71*10^6$
+22.49	10994618.31	13336748.60	9.50	10.03	$110.27*10^6$	$126.70*10^6$
+19.43	11555361.96	14047282.25	9.48	10.04	$116.02*10^6$	$133.17*10^6$
+16.37	11555355.43	14047275.72	9.48	10.04	$116.02*10^6$	$133.17*10^6$
+13.31	11555348.90	14047269.19	9.48	10.04	$116.02*10^6$	$133.17*10^6$
+10.25	12174452.04	14832186.20	9.46	10.04	$122.23*10^6$	$140.31*10^6$
+7.19	12180336.78	14832759.41	9.46	10.04	$122.29*10^6$	$140.32*10^6$
+4.13	15473022.44	19117673.04	9.45	10.04	$155.35*10^6$	$180.66*10^6$
+0.00	12284625.30	18724508.85	12.91	11.28	$138.57*10^6$	$241.73*10^6$

⇓ ⇓

	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{yi}$	$\sum I_{xi} * Y_i$	$\sum I_{yi} * X_i$	X_R	Y_R
TOTAL	$118.42*10^6$	$149.49*10^6$	$1203.9*10^6$	$1512.65*10^6$	10.16	10.12

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.a. Excentricité statique (théorique) :

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_R| \\ e_y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV .3 . Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_R	e_x	Y_G	Y_R	e_y
+28.61	11.91	11.90	0.01	9.61	10.03	0.42
+25.55	11.92	9.50	2.42	9.58	10.03	0.45
+22.49	11.92	9.50	2.42	9.59	10.03	0.44
+19.43	11.92	9.48	2.44	9.56	10.04	0.48
+16.37	11.92	9.48	2.44	9.56	10.04	0.48
+13.31	11.92	9.48	2.44	9.56	10.04	0.48
+10.25	11.92	9.46	2.46	9.54	10.04	0.50
+7.19	11.92	9.46	2.46	9.53	10.04	0.51
+4.13	11.93	9.45	2.48	10.05	10.04	0.01
+0.00	13.10	12.91	0.19	11.24	11.28	0.04

IV.2.3.b. <u>Excentricité accidentelle</u> : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} e_x = 0{,}05.L_x \\ e_y = 0{,}05L_y \end{cases}$$

Ces valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV .4 . Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau(m)	L_x(m)	L_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
+28.61	23.75	22.35	1.19	1.00
+25.55	23.75	22.35	1.19	1.12
+22.49	23.75	22.35	1.19	1.12
+19.43	23.75	22.35	1.19	1.12
+16.37	23.75	22.35	1.19	1.12
+13.31	23.75	22.35	1.19	1.12
+10.25	23.75	22.35	1.19	1.12
+7.19	23.75	22.35	1.19	1.12
+4.13	23.75	22.35	1.19	1.12
+0.00	23.75	22.35	1.19	1.00

IV.2.3.c. <u>Effet de la torsion accidentelle</u> : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (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.

Tableau IV .5 . Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	e_x(m)	E_x(m)	(e_x+E_x)	(e_x-E_x)	e_y(m)	E_y(m)	(e_y+E_y)	(e_y-E_y)
+28.61	0.01	1.19	1.20	-1.18	0.42	1.00	1.42	-0.58
+25.55	2.42	1.19	3.61	1.23	0.45	1.12	1.57	-0.67
+22.49	2.42	1.19	3.61	1.23	0.44	1.12	1.56	-0.68
+19.43	2.44	1.19	3.63	1.25	0.48	1.12	1.60	-0.64
+16.37	2.44	1.19	3.63	1.25	0.48	1.12	1.60	-0.64
+13.31	2.44	1.19	3.63	1.25	0.48	1.12	1.60	-0.64
+10.25	2.46	1.19	3.65	1.27	0.50	1.12	1.62	-0.62
+7.19	2.46	1.19	3.65	1.27	0.51	1.12	1.63	-0.61
+4.13	2.48	1.19	3.67	1.29	0.01	1.12	1.13	-1.11
+0.00	0.19	1.19	1.38	-1.00	0.04	1.00	1.04	-0.96

IV.3. Choix de la méthode de calcul:

IV.3.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la hauteur imposée pour l'utilisation de la 1ere méthode est au plus 30m, et comme notre cas la hauteur est de 34.21m, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera

Chapitre V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A. 99 version 2003.

- **combinaisons :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. les combinaisons données par les règles du C.B.A93 :

1,35G +1,5Q E.L.U

G + Q E.L.S

b. les combinaisons données par les règles du R.P.A2003 :

G +Q ∓ E

0,8 G ∓ E

Avec : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

- **situation durable :**

Béton : γ_b =1,5 ; σ_b = 25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa.

Acier : γ_s =1,15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 Mpa.

- **situation accidentelle** :

Béton : γ_b = 1, 15 ; σ_b =25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa.

Acier : γ_s =1,00 ; FeE 400. ; $\overline{\sigma_s}$ = 400 Mpa.

V.2.2.Recommandation du R.P.A2003 :

❖ **Armatures longitudinales :** [1] ►► [Art 7.5.2.1.] ◄◄

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

Les vérifications nécessaires selon le RPA2003.et le CBA93 :

- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Avec $A_{min\ CBA} = \frac{b \times h}{1000}$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées après les vérifications sont tous résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Moments et sections d'acier adoptées poutres principales

	Niv	Position	M_u (kN.m)	situation	$A_{calculé}$ (cm^2)	Choix de A (cm^2)
rive	terrasse	travée	39.91	DUR	2.80	6.03=3HA16
		appui	-181.59	ACC	11.9	12.06=6HA16
	habitation	travée	137.07	DUR	10.3	10.65=3HA16+3HA14
		appui	-245.89	ACC	16.88	18.10=9HA16
	Commerce	travée	58.41	DUR	4.10	6.03=3HA16
		appui	-117.47	ACC	7.40	10.65=3HA16+3HA14
intermédiaire	terrasse	travée	73.86	DUR	5.20	6.03=3HA16
		appui	-191.24	ACC	12.6	13.25=6HA14+2HA16
	habitation	travée	69.47	DUR	4.90	6.03=3HA16
		appui	-200.10	ACC	13.30	15.26=6HA14+3HA16
	Commerce	travée	95.38	DUR	6.90	9.11=3HA16+2HA14
		appui	-159.27	ACC	10.30	10.65=3HA16+3HA14

Tableau V.2. Vérification selon RPA2003 et CBA93

	niveau	position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition vérifié
rive	Terrasse	travée	6.03	12.06	1.35	6.75	54	C.V
		appui	12.06	18.09	1.35	6.75	81	C.V
	Habitation	travée	10.65	19.88	1.35	6.75	54	C.V
		appui	18.10	24.13	1.35	6.75	81	C.V
	Commerce	travée	6.03	12.06	1.35	6.75	54	C.V
		appui	10.65	16.68	1.35	6.75	81	C.V
intermédiaire	Terrasse	travée	6.03	15.26	1.35	6.75	54	C.V
		appui	13.25	19.28	1.35	6.75	81	C.V
	Habitation	travée	6.03	15.26	1.35	6.75	54	C.V
		appui	15.26	21.29	1.35	6.75	81	C.V
	Commerce	travée	9.11	13.73	1.35	6.75	54	C.V
		appui	10.65	16.68	1.35	6.75	81	C.V

Tableau V.3. Moments et sections d'acier adoptées poutres secondaires

	Niv	Position	M_u (kN.m)	situation	$A_{calculé}$ (cm^2)	Choix de A (cm^2)
rive	terrasse	travée	35.99	DUR	3.32	4.62=3HA14
		appui	-118.89	ACC	10.30	10.65=3HA16+3HA14
	habitation	travée	34.35	DUR	3.16	4.62=3HA14
		appui	-124.37	ACC	10.9	12.06=6HA16
	Commerce	travée	32.03	DUR	2.94	4.62=3HA14
		appui	-99.17	ACC	8.40	9.23=6HA14
intermédiaire	terrasse	travée	41.05	DUR	3.81	4.62=3HA14
		appui	-114.71	ACC	9.90	10.05=3HA16+2HA16
	habitation	travée	45.52	DUR	4.25	4.62=3HA14
		appui	-122.64	ACC	10.70	12.06=6HA16
	Commerce	travée	47.80	DUR	4.48	4.62=3HA14
		appui	-76.00	ACC	6.30	7.70=3HA14+2HA14

Tableau V.4. Vérification selon RPA2003 et CBA93

	niveau	position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition vérifié
rive	Terrasse	travée	4.62	9.24	1.05	5.25	42	C.V
		appui	10.65	15.27	1.05	5.25	63	C.V
	Habitation	travée	4.62	10.65	1.05	5.25	42	C.V
		appui	12.06	16.68	1.05	5.25	63	C.V
	Commerce	travée	4.62	9.24	1.05	5.25	42	C.V
		appui	9.23	13.85	1.05	5.25	63	C.V
intermédiaire	Terrasse	travée	4.62	10.77	1.05	5.25	42	C.V
		appui	10.05	14.67	1.05	5.25	63	C.V
	Habitation	travée	4.62	10.65	1.05	5.25	42	C.V
		appui	12.06	16.68	1.05	5.25	63	C.V
	Commerce	travée	4.62	10.65	1.05	5.25	42	C.V
		appui	7.70	12.32	1.05	5.25	63	C.V

Avec : $\grave{A} = 0$ cm^2.

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 f_{c28} = 15 Mpa .

- **Acier** : pour la fissuration préjudiciable, on a :

  $\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) = 202Mpa.

On doit vérifier que :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
- $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.5. Vérification des contraintes à L'E.L.S. (poutres principales)

	Niv	Position	M_{ser} (kN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
rive	terrasse	travée	29.20	6.03	3.85	oui	127.18	oui
		appui	-73.47	12.06	7.67	oui	166	oui
	habitation	travée	42.48	10.65	4.61	oui	82.37	oui
		appui	-110.17	18.10	10.19	oui	170.06	oui
	Commerce	travée	42.56	6.03	5.61	oui	185.37	oui
		appui	-70.31	10.65	7.63	oui	178.60	oui
intermédiaire	terrasse	travée	54.01	6.03	7.12	oui	-	-
		appui	-123.03	13.25	12.47	oui	-	-
	habitation	travée	100.04	6.03	13.19	oui	-	-
		appui	-133.66	15.26	13.00	oui	-	-
	Commerce	travée	67.56	9.11	7.72	oui	-	-
		appui	-129.43	10.65	14.05	oui	-	-

Tableau V.6. Vérification des contraintes à L'E.L.S. (poutres secondaires)

	Niv	Position	M_{ser} (kN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
rive	terrasse	travée	26.33	4.62	5.93	oui	195.75	oui
		appui	-59.48	10.65	10.16	oui	200.72	oui
	habitation	travée	24.86	4.62	5.60	oui	184.82	oui
		appui	-58.85	12.06	9.68	oui	176.72	oui
	Commerce	travée	23.31	4.62	5.25	oui	173.30	oui
		appui	-18.49	9.23	3.30	oui	71.38	oui
intermédiaire	terrasse	travée	29.69	4.62	6.70	oui	-	-
		appui	- 44.09	10.05	7.66	oui	-	-
	habitation	travée	32.92	4.62	7.42	oui	-	-
		appui	- 47.23	12.06	7.77	oui	-	-
	Commerce	travée	33.90	4.62	7.64	oui	-	-
		appui	- 64.03	7.70	12.10	oui	-	-

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

Pour la fissuration **préjudiciable (**poutres de rive)

On a : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ avec: f_{c28} = 25 MPa

D'où $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ (situation durable).

$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

Pour la fissuration **peu nuisible** (poutres intermédiaires), on a:

$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec: f_{c28} = 25 MPa.

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ (situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

		Niv	T (kN)	combinaison	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutre principale	rive	terrasse	109.92	ACC	1.12	3.26	Oui
		étage	185.26	ACC	1.45	3.26	Oui
		RDC	195.49	ACC	1.53	3.26	Oui
	intermédiaire	terrasse	170.35	ACC	1.33	4.34	Oui
		étage	213.94	ACC	1.67	4.34	Oui
		RDC	216.81	DUR	1.70	3.34	Oui
		Niv	T (kN)	combinaison	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutre secondaire	rive	terrasse	66.52	ACC	0.68	3.26	Oui
		étage	87.72	ACC	0.90	3.26	Oui
		RDC	175.32	ACC	1.79	3.26	Oui
	intermédiaire	terrasse	203.72	ACC	2.08	4.34	Oui
		étage	182.38	ACC	1.87	4.34	Oui
		RDC	110.43	DUR	1.13	3.34	Oui

V.2.5.Calcul des armatures transversales : [1] ►► [Art 7.5.2.2.] ◄◄

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

La quantité d'armatures transversales est donnée par : **At =0 ,003. S_t .b.**

Avec b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S_t \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S_t = \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après le CBA

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Touts ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Poutre	τ_u (Mpa)	CBA93		RPA99			$S_{t\ adopté}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_{t_2} (cm^2)	S (cm)	$\hat{S}$ (cm)	A_{t_2} (cm^2)	S (cm)	$\hat{S}$ (cm)	
Porteuse	1.70	12	2.01	10	20	1.8	10	20	$2.01 = 4\varphi 8$
Non porteuse	2.08	10	2.01	8	15	1.35	8	15	$2.01 = 4\varphi 8$

V.2.6.vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ……..(1)
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ ……..(2) Avec : $M_t = K.M_0$ $(0.75 \leq K \leq 0.85)$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$ ……..(3)

Où **K** : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.75

Tableau V.9. Vérification de la flèche des poutres

sens	position	h/L	1/16	$M_t/10M_0$	(1)	(2)	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(3)
Porteur	Rive	0.098	0.06	0.075	C.V	C.V	0.0047	0.0105	C.N.V
	Intermédiaire	0.098	0.06	0.075	C.V	C.V	0.0047	0.0105	C.N.V
Non porteur	Rive	0.077	0.06	0.075	C.V	C.V	0.0047	0.0105	C.N.V
	Intermédiaire	0.077	0.06	0.075	C.V	C.V	0.0047	0.0105	C.N.V

Le calcul de la flèche est nécessaire :

Tableau V.10. Évaluation de la flèche de la poutre principale

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
35.99	6.03	23.76	0.0047	0.896	156.73	0.27	4.30	1.77
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv}(cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v(mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf < f_{adm}
314,4.10^3	160,04.10^3	234.10^3	4.55	1.45	2.97	1.52	9.10	C.V

Tableau V.11. Évaluation de la flèche de la poutre secondaire

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v
26.33	4.62	18.43	0.0047	0.896	195.71	0.36	4.30	1.77
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Δf < f_{adm}
121,81.10^3	52,58.10^3	81,84.10^3	4.55	3.22	6.21	2.99	9.10	C.V

V.3.Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction:

Les poteaux sont calculés en flexion composée donc ils sont soumis à un effort " N " et à un moment fléchissant " M " dans les deux sens .

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. **(N_{max} ; M_{corr}).**
2. **(M_{max} ; N_{corr}).**
3. **(N_{min} ; M_{corr}).**

1/ Dans ce cas le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q.

2/ Le moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$; le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max et avec la même combinaison.

3/ L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison$0.8G \pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

V3.2.a. Recommandation des règlements :

- **Selon le CBA 93:**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \ \text{ B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :** [1] ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

Représentation de la zone nodale.

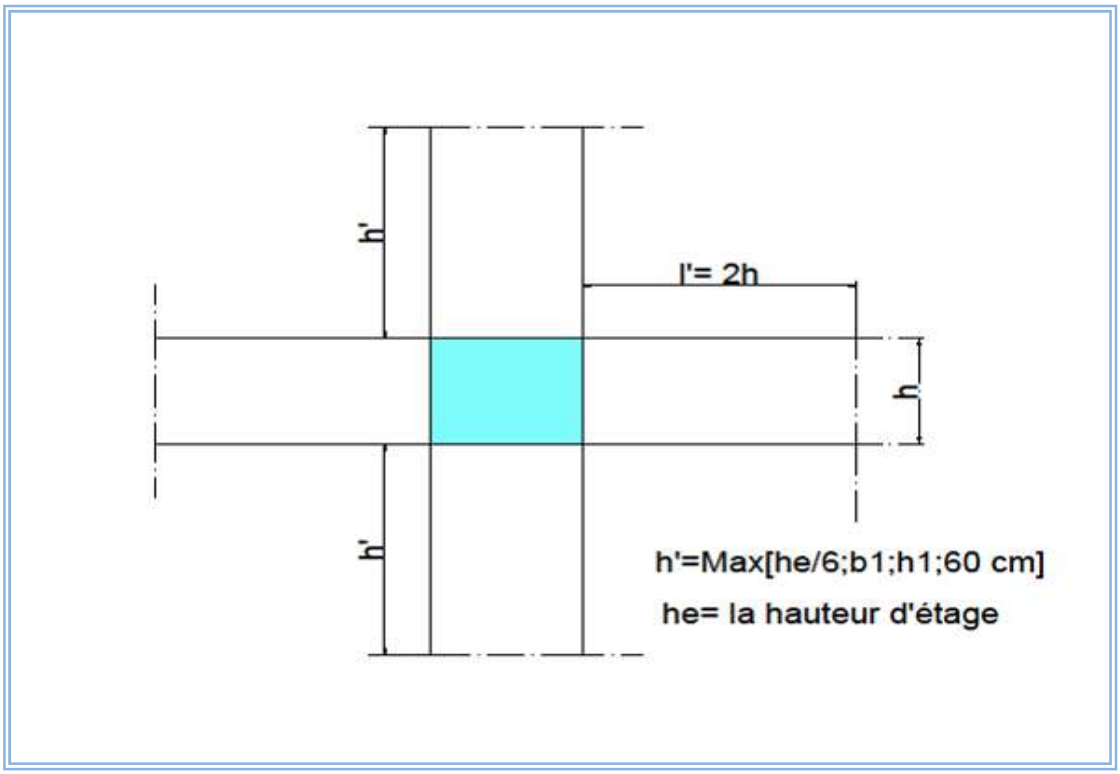


Figure V.1. Définition de la zone nodale dans les

Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence, droites et sans crochets :

*Leur pourcentage minimal en zone III est de : **0.9%**

*Leur pourcentage maximal sera de :

- **4%** en zone courante
- **6%** en zone nodale

* Le diamètre minimum est de **12mm.**

* La longueur minimale des recouvrements est de **50ϕ** en zone III.

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm** en zone III.

V.3.2.b. <u>Etat limite de stabilité de forme</u> :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L^2 f\, (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_G}{Mu}$

✓ Lf : longueur de flambement.

✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

V.3.2.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.12. Calcul le ferraillage des poteaux à ELU

	cas	N	M_x	M_y	comb	sect	A_x	A_y	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ cm^2
Rive55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2056.50	15.23	14.10	DUR	SEC	5.6	3.2	27.22	4HA20+ 8HA16 = **28.65**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1628.55	-107.35	10.05	ACC	SEC	5.6	3.2	27.22	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	878.43	28.21	24.64	ACC	SEC	5.6	3.2	27.22	
Intermediaire 55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	3440.10	11.09	23.94	DUR	SEC	5.6	3.2	27.22	
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	2387.48	-76.28	-14.47	ACC	SEC	5.6	3.2	27.22	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1424.74	-18.27	26.09	ACC	SEC	5.6	3.2	27.22	
Rive50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1325.86	11.94	3.47	DUR	SEC	5	3	22.50	12HA16 = **24.13**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1028.20	-134.60	21.85	ACC	SEC	5	3	22.50	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	572.04	-22.03	65.25	ACC	SEC	5	3	22.50	
Intermediaire 50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1873.46	23.22	-22.80	DUR	SEC	5	3	22.50	
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1388.89	-137.84	1.5	ACC	SEC	5	3	22.50	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	826.51	-40.52	31.72	ACC	SEC	5	3	22.50	
Rive45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	590.71	6.57	6.31	DUR	SEC	4.6	2.6	18.22	12HA14 = **18.47**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	407.34	-123.86	22.51	ACC	SPC	4.6	2.6	18.22	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	277.61	-24.01	74.51	ACC	SEC	4.6	2.6	18.22	
Intermediaire 45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	959.51	-8.24	1.21	DUR	SEC	4.6	2.6	18.22	
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	643.26	-133.65	1.61	ACC	SPC	4.6	2.6	18.22	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	399.75	-52.01	-3.50	ACC	SEC	4.6	2.6	18.22	

V.3.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa ; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
- Préjudiciables (poteaux de rive).

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales à ELS

	POT	N_{ser}	M_x	M_y	A	sect	σ_b	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s	$\sigma s \leq [\sigma s]$
RIVE	55×55	1517.21	28.12	-2.67	28.65	SEC	5.35	C.V	78.98	C.V
	50×50	957.84	-34.2	3.34	24.13	SEC	4.53	C.V	66.23	C.V
	45×45	427.66	-28.9	0.81	18.47	SEC	3.28	C.V	46.86	C.V
INTERMEDIAIRE	55×55	2486.24	-3.32	-3.15	28.65	SEC	7.31	C.V	-	-
	50×50	1406.70	-5.02	0.88	24.13	SEC	5.09	C.V	-	-
	45×45	700.35	-6	0.87	18.47	SEC	3.34	C.V	-	-

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.3.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : [1] ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\overline{\tau_u} = \rho_d . f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0.075 & si \quad \lambda \geq 5\\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement géométrique d'un poteau égale à :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

V.3.3.c. <u>Vérifications des contraintes tangentielles</u> :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

section	combinaison	V_u	τ_u	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (CBA)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
55×55	DUR	66	0.23	3.82	0.04	1	3.33	C.V
50×50	ACC	57.55	0.24	4.28	0.04	1	4.32	C.V
45×45	ACC	74.28	0.39	4.76	0.04	1	4.32	C.V

V.3.3.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

Selon le RPA99 version 2003 : [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄

$$S_t = \frac{A_t.h_1.f_e}{\rho.V_u}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq 5$.

ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone III.
  - Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone III.
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$.

0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si **$3 < \lambda_g < 5$**

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{cheminées} \geq 12\ cm$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V.15. Armatures transversales et leurs espacements

section	V_u	A_t	λ_g	ρ	$S_{t\ calculé}$	Zone	$S_{t\ final}$	Choix
55×55	66	314	3.82	3.75	27.91	Courante	15	4 ϕ10
						Nodale	10	
50×50	57.55	314	4.28	3.75	29.09	Courante	15	4 ϕ10
						Nodale	10	
45×45	74.28	314	4.28	3.75	20.3	Courante	15	4 ϕ10
						Nodale	10	

V.3.3.e. <u>Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)</u> :

Tableau V.16. Vérification de la quantité des armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{b.S_t}\%$	$\frac{A_t}{b.S_t} > 0.3\%$
55×55	Courante	0.38	C.V
	Nodale	0.57	C.V
50×50	Courante	0.42	C.V
	Nodale	0.63	C.V
45×45	Courante	0.46	C.V
	Nodale	0.69	C.V

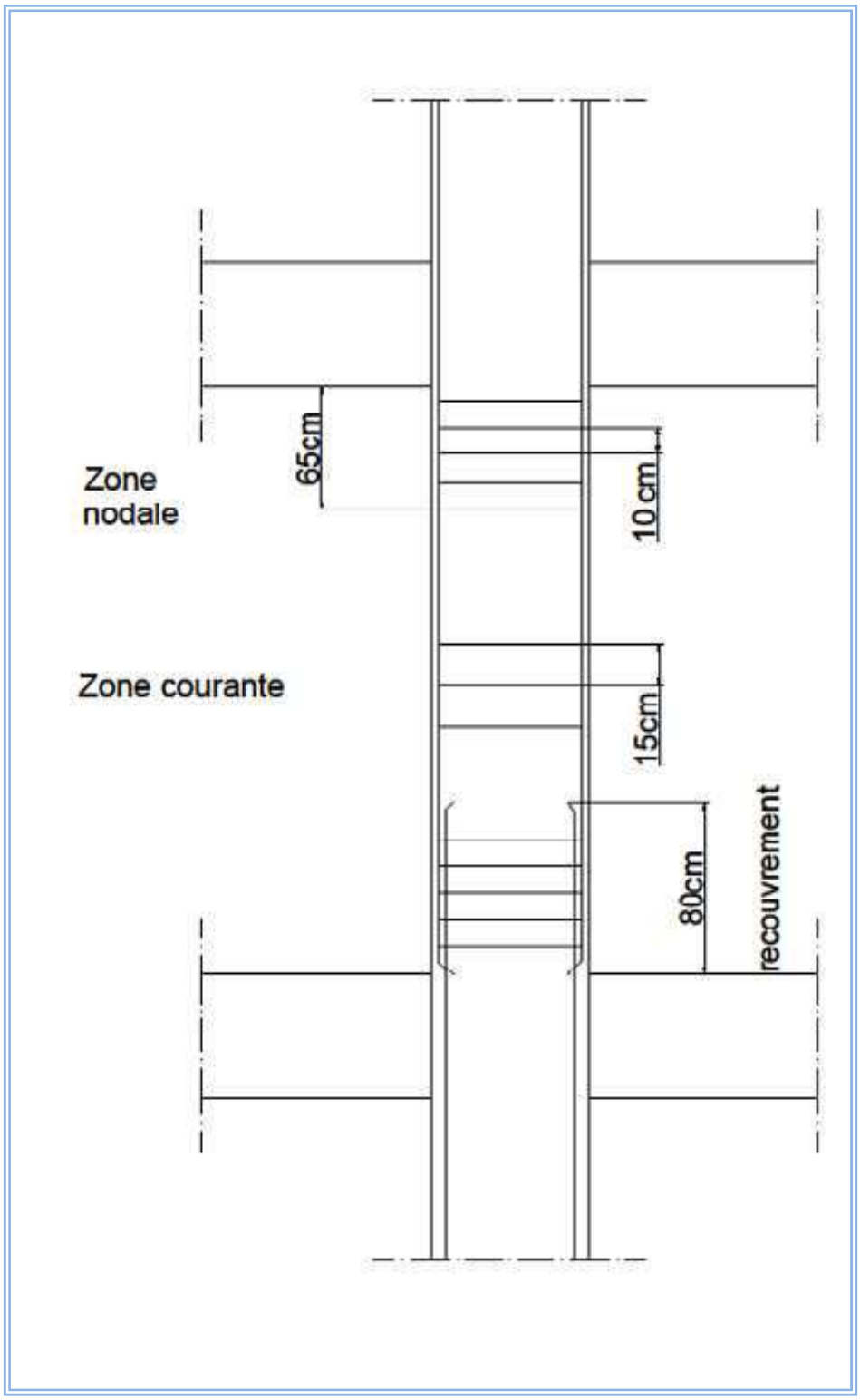


Figure V.2. Disposition des armatures pour les poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui provoquent des efforts normaux ; et aux forces horizontales provoquent des efforts normaux, tranchants, ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

A. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400.

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

- **CBA 93 :**

$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$ a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **RPA 99 version 2003** ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**:**

$A_v = 0{,}2\%.B_t$ B_t : la section horizontale tendue du voile. ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

$A_v = 0{,}15\%.B$ B : la section globale du voile.

$A_v = 0{,}10\%.B$ En zone courante

►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

❖ **Méthode de calcul :**

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " NAVIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V$$

S: section transversale du voile: $\mathbf{S = a.L}$

I: moment d'inertie: $\mathbf{I = \frac{a.L^3}{12}}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

V: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée. / $\mathbf{V = \frac{L}{2}}$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée

$$A_V = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \qquad \text{(Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L \qquad \text{(La longeur tendue)}$$

- Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_V = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] . L . a$$

- Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement d'après charge et surcharge :

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

❖ **L'espacement :**

D'après le RPA, on a l'espacement admissible :

$$S_v = MIN\begin{cases}1{,}5\ a \\ 30\ cm\end{cases} \quad tq \quad a: l'epaisseur\ du\ voile$$

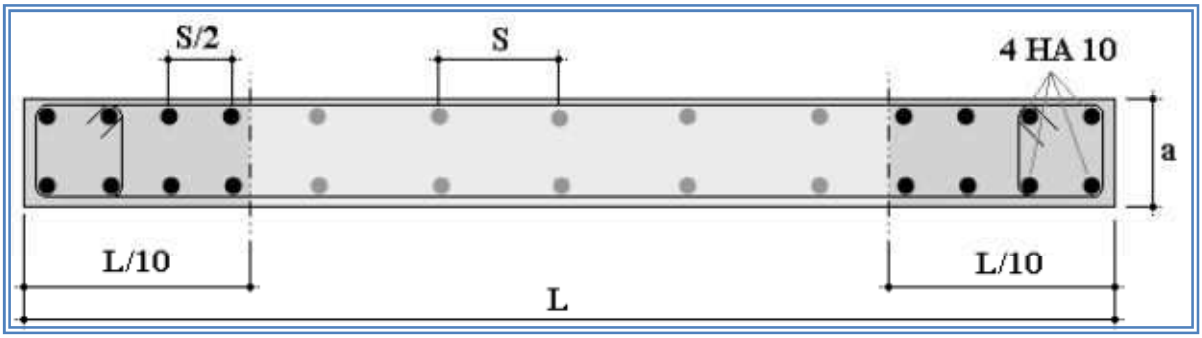


Figure V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.2.a. Calcul des armatures verticales :

Situation durable **:**

- Béton: γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier: γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

Situation accidentelle :

- Béton: γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
- Acier: γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

a) RDC :

Tableau V.16. Calcul de ferraillage vertical du voile de RDC

	L=5.55 m ; a =18 cm	
	SENS X	SENS Y
$\sigma_1\ (Mpa)$	-3	-2.28
$\sigma_2\ (Mpa)$	-3	-2.28
Section	SET	SET
$F_t(kN)$	2457	1850.94
$A_V(cm^2)$	2(35.32)	2(26.61)
Le choix	2(32HA12) =2(36.19cm^2)	2(24HA12) =2(27.14cm^2)

b) 1er ;2eme étage :

Tableau V.17. Calcul de ferraillage vertical du voile 1er ;2eme étage

	L = 5.55m ; a =18cm SENS Y
$\sigma_1\ (Mpa)$	-2.08
$\sigma_2\ (Mpa)$	-2.04
Section	SET
$F_t(kN)$	1375.05
$A_V(cm^2)$	2(19.77)
Le choix	2(26HA10) =2(20.42 cm^2)

c) 3 ; 4 et 5^{éme} étage :

Tableau V.18. Calcul de ferraillage vertical du voile 3 ; 4 et 5^{éme} étage

	L = 5.50m ; a =15cm SENS Y
$\sigma_1\ (Mpa)$	-1.76
$\sigma_2\ (Mpa)$	-1.84
Section	SET
$F_t(kN)$	1215
$A_V(cm^2)$	2(17.46)
Le choix	2(23HA10) = 2(18.06cm^2)

d) 6 ; 7 et 8éme étage :

Tableau V.19. Calcul de ferraillage vertical du voile 6 ; 7 et 8éme étage

	L = 5.45m ; a =15cm SENS Y
$\sigma_1\ (Mpa)$	-1.03
$\sigma_2\ (Mpa)$	-0.91
Section	SET
$F_t(kN)$	662.025
$A_V(cm^2)$	2(9.52)
$A_{minRPA}(cm^2)$	0.20%B =2(13.65)
Le choix	2(24HA10)=2(18.85cm^2)

e) Calcul du ferraillage des voiles avec l'espacement :

Tableau V.20. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements

Niveau		A_V (cm^2)	A_{min}		A_{Pot} (cm^2)	espacement	
			CBA	RPA		courante	About
RDC	Sens X	2(32HA12)	8.01	12.01	28.65	15	10
	Sens Y	2(24HA12)	8.01	12.01	28.65	15	10
1,2eme étage (Y)		2(26HA10)	6.67	10.01	28.65	15	10
3, 4,5eme étage (Y)		2(23HA10)	6.75	10.12	24.13	15	10
6, 7,8eme étage (Y)		2(24HA10)	6.82	10.24	18.47	15	10

V.4.2.b. <u>Armatures horizontales</u> :

Les armatures horizontales sont disposées pour supporter l'effort tranchant V. L'espacement des armatures horizontales se calcule avec les formules d'effort tranchant. Tout en respectant les recommandations du RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄ :

$$S_h \leq \begin{cases} 1{,}5.a \\ 30\,cm \end{cases}; \quad \emptyset_h \leq \frac{a}{10}$$

►► [Art 7.7.4.2] ◄◄:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø, dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$A_v = 0{,}10\%.B$ En zone courante.

$A_v = 0{,}15\%.B$ B : la section globale du voile.

►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

❖ **<u>Contrainte limite de cisaillement des voiles</u> :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5Mpa$$

Où : $\tau_b = \frac{1.4\, V_u}{b_0 d}$

- b_0: épaisseur du voile
- d : hauteur utile =0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

Tableau V.21. Vérification de la contrainte limite des voiles

Voile		Epaisseur (cm)	$1.4V_u$ (kN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
RDC	Sens X	18	10.65	0.017	5	C.V
	Sens Y	18	42.11	0.068	5	C.V
1 ,2eme étage (Y)		15	26.04	0.071	5	C.V
3, 4,5^{eme} étage (Y)		15	41.71	0.11	5	C.V
6, 7,8^{eme} étage (Y)		15	78.48	0.21	5	C.V

❖ **Ferraillage horizontal :**

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [2] ►► [Art 5.1.2.3] ◄◄

$$S_t \leq \frac{0{,}9.A_t.\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3.f_{t28}.K)}$$

Dans le cas de flexion :

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}} \text{ (compression) ; et } \quad K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c28}} \text{ (traction)}$$

Pour l'espacement on doit vérifier :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,[0.9d\,,40cm] & \text{CBA} \\ S_t \leq \text{Min}\,[1.5a\,,30cm] & \text{RPA} \end{cases}$$

Tableau V.22. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Etages		N (Kn)	K	S_t(cm) CBA	S_t(cm) RPA	A_h choisis (cm^2)	A_{min} (cm^2)	S_t choisis
RDC	X	-2400	2.20	40	27	2(17HA10) =2(13,35)	13,25	15
	Y	-1810.12	1.90	40	27	2(18HA10) =2(14,14)	13,60	15
1^{er} ; 2^{eme} Y		-1373.9	1.82	40	22.5	2(16HA10) =2(12.57)	8,13	15
3 ; 4 ; 5^{eme}		-1195.87	1.71	40	22.5	2(24HA8) =2(12.06)	8,13	10
6 ; 7 ; 8^{eme}		-666	1.39	40	22.5	2(24HA8) =2(12.06)	8,13	10

V.4.4.c. <u>Armatures transversales</u>:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, et elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3. Voiles avec ouvertures :

a. Ferraillage des trumeaux :

- **Les armatures verticales :**

Les armatures verticales des trumeaux seront calculées avec même méthode que celle des voiles pleines (méthode des contraintes de Navier), dans notre cas les ouvertures ont situées suivant X avec des épaisseurs de 15 cm et une largeur de 120cm.

Tableau V.23. Ferraillage des trumeaux

Etages	$\sigma_1(Mpa)$	$\sigma_2(Mpa)$	section	$F_t(kN)$	$A_v(cm^2)$	Le choix
1er ; 2eme	-3.4	-3.4	SET	2269.55	2(32.63)	2(29HA12) =2(32.80)
3 ; 4et5eme	-2.44	-2.44	SET	1647	2(23.67)	2(21HA12) =2(23.75)
6 ; 7et8eme	-1.26	-1.26	SET	859.95	2(12.36)	2(28HA8) =2(14.07)

Tableau V.24. L'espacement des armatures verticales des trumeaux

Niveau	A_V (cm^2)	A_{min}		A_{Pot} (cm^2)	espacement	
		CBA	RPA		courante	About
1,2eme étage (Y)	2(29HA12)	6,67	16,02	28,65	15	10
3, 4,5eme étage (Y)	2(21HA12)	6,75	13,50	24,13	15	10
6, 7,8eme étage (Y)	2(28HA8)	6,82	13,65	18,47	15	10

➢ **Armatures horizontales :**

❖ **Contrainte limite de cisaillement des trumeaux :**

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux

Voile	$1.4V_u$ (kN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
1 ,2eme étage (Y)	5.67	0.016	5	C.V
3, 4,5^{eme} étage (Y)	5.36	0.015	5	C.V
6, 7,8^{eme} étage (Y)	3.89	0.011	5	C.V

❖ **Ferraillage horizontal :**

Tableau V.26. Calcul des armatures horizontales et l'espacement des trumeaux

Les étages	N (kN)	K	S_t(cm) CBA	S_t(cm) RPA	A_h choisis (cm^2)	A_{min} (cm^2)	S_t choisis
1er ; 2eme	-2269.55	2.36	40	22.5	2(17HA10) =2(13,35)	13,25	15
3 ; 4 ; 5eme	-1650.8	1.98	40	22.5	2(24HA8) =2(12.06)	7,83	10
6 ; 7 ; 8eme	-862.2	1.50	40	22.5	2(24HA8) =2(12.06)	7,83	10

b. Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

b.1. Recommandations réglementaires:

- **Selon le CBA 93:**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 2003:**

❖ **Contrainte limite de cisaillement:**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{Mpa}$$

Où : $\tau_b = \frac{1.4\, V_u}{b_0 d}$

- b_0: épaisseur du voile
- d : hauteur utile =0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

❖ **Ferraillage:** on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- ✓ Des aciers transversaux: A_t
- ✓ Des aciers en partie courante: A_c.

- **1er cas :** $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad avec \;\; Z = h - 2d$$

M : moment du à l'effort tranchant

h : hauteur totale du linteau

d : distance d'enrobage

Aciers transversaux:

On distingue deux sous cas:

- **1er sous cas :**

Linteau long : ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$)

$$S_t \leq A_t . f_e . \frac{Z}{T}$$

- S_t: espacement entre les armatures transversales.
- A_t: section d'armatures transversales.
- L: portée du linteau.
- Z = h – 2 d.

- **2eme sous cas :**

Linteau court : ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t.f_e.L}{T + A_t.f_e}$

T= min (T_1 ,T_2) avec : $T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $T_2 = 2T_u$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l . f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d$$

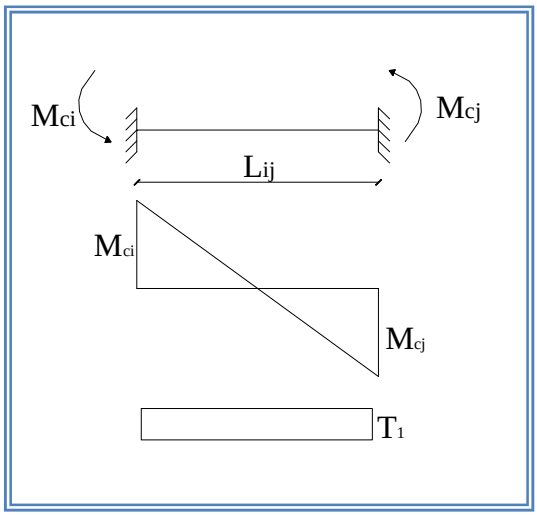


Figure V.4. Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

- **2eme cas :** $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec : } \tan \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

On prend : $T = T_u$ (sans majoration)

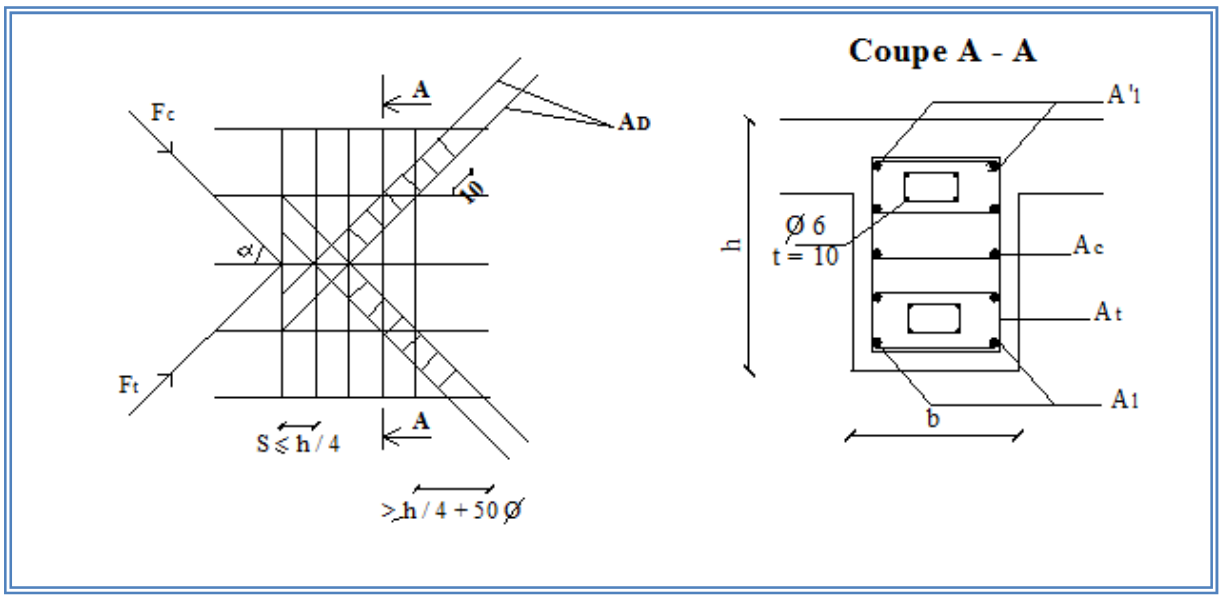


Figure V.5. Armatures du linteau selon le RPA 99

b.2. <u>Ferraillage minimal</u> :

- **<u>Selon le RPA 2003</u> :**

On a :

$A_l \geq 0.15\% b.h$
$A_c \geq 0.2\%\ b.h$
$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
$A_D = 0.15\%\ b.h$ Si $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$
$A_t \geq 0.15\%\ b.s$ Si $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$
$A_t \geq 0.25\%\ b.s$ Si $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$

b.3. <u>Calcul de ferraillage</u> :

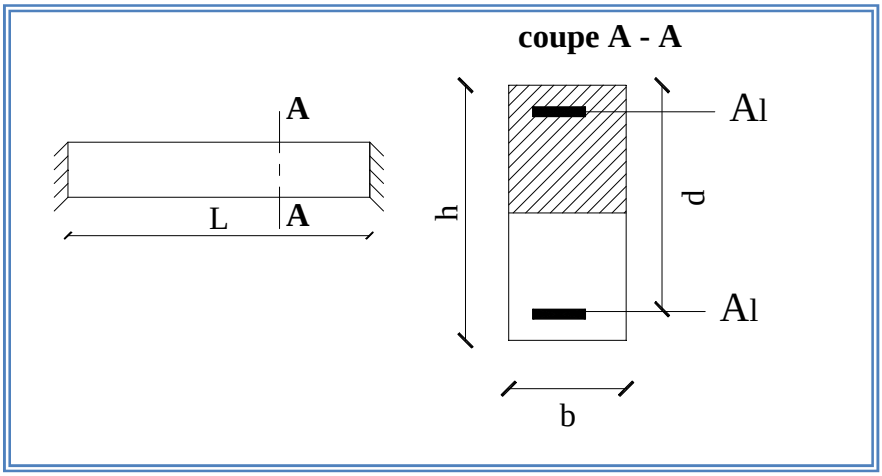


Figure V.6. Section du linteau

- **Armatures longitudinales** :

On a :

$0.06f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5$ Mpa

$0.025\ f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625$ Mpa

Tableau V.27. Contrainte de cisaillement des linteaux

Etage	$\bar{T}(kN)$	$\tau_b(Mpa)$	$\tau_b < 0.06f_{c28}$
1er ; 2 eme (X)	5.61	0.03	C.V
3 ; 4 et5eme (X)	5.36	0.028	C.V
6 ; 7 et 8eme (X)	3.90	0.02	C.V

Tableau V.28. Armatures longitudinales et de peau des linteaux

Etage	M (kN.m)	$A_{l\ calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{l\ choisi}$ (cm^2)	A_c (cm^2)
1er ; 2 eme (X)	0.81	0,012	3.15	3HA12 =3.39	6HA12 =6.79
3 ; 4 et5eme (X)	0.88	1,35	3.15	3HA12 =3.39	6HA12 =6.79
6 ; 7 et 8eme (X)	0.83	1,27	3.15	3HA12 =3.39	6HA12 =6.79

- **Armatures transversales :**

Tableau V.29. Armatures transversales des linteaux

Etages	λ_g	$\lambda_g < 1$	V (kN)	S_t (cm)	S_{choisi} (cm)	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)
1er ; 2 eme (X)	0.84	Oui	1.97	11.08	10	4Ø10 = 3.14	0.23
3 ; 4 et5eme (X)	0.84	Oui	3.94	12	10	4Ø10 = 3.14	0.23
6 ; 7 et 8eme (X)	0.84	Oui	5.95	9.6	9	4Ø10 = 3.14	0.21

b.4. <u>Recommandations pour les linteaux</u> :

Les armatures longitudinales et de peau doivent être ancrées dans les trumeaux de 35 Φ (ancrage droit).

Les armatures transversales doivent être munies d'un crochet à 135° de 8 cm de longueur.

Chapitre VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Type de la fondation :

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (radiers.) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre lesquelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–adjacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation , Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux , au voisinage de la construction à édifier , mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s **= 1.5 bars** avec un ancrage de **2m**

VI.4. Choix de type de fondation :

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas utiles dans notre cas car il existe un chevauchement des semelles (Ss / Sb > 50 %) donc on adopte un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de l'exécution.

Les dimensions du radier sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous radier.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.5. Le radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

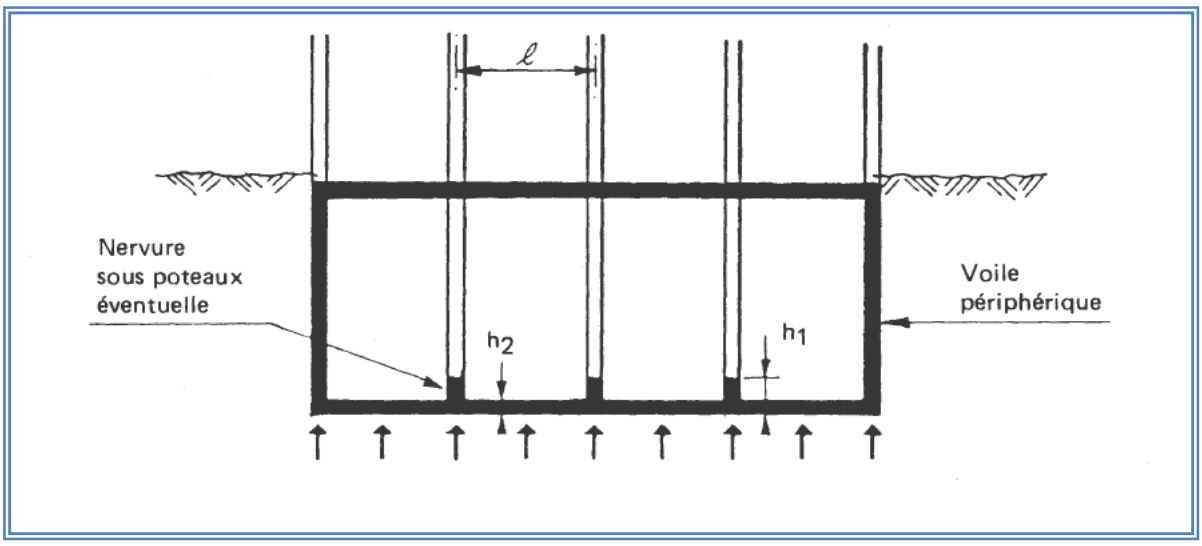


Figure VI.1. Schéma d'un radier nervuré

VI.5.1. Dimensionnement du radier :

- **Dalle :**

La hauteur h de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500 - 55}{20} = \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

- **Nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500 - 55}{10} = \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm}$$

- **Hauteur totale du radier (nervure) :**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}62 \text{ m}$$

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 4 kg/cm^3= 4000 t/m^3 pour un sol moyen.

E : module de déformation longitudinale instantané E = 32164.198 Mpa= 3,21.10^6 t/m^2

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives égale à 4 ,45 m.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte les dimensions suivantes :

h_n =70 cm …… Hauteur de la nervure

h_d = 30cm……. Hauteur de la dalle

b = 60 cm……...Largeur de la nervure

h_r= 70 cm……...Hauteur du radier

VI.5.2. Vérification au non poinçonnement :

- **Poteaux :**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité

On doit vérifier :

$$N \leq 0{,}045.h_t.\ \mu_c\ .\ f_{c28}/\gamma_b$$

Avec :

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

$\mu_c = 2\ (a+b\ +2.h_{radier})$

b : Dimensions de poteau.

$\mu_c = 2\ (0{,}55+0{,}55\ +2\times 0{,}7) = 5$ m

$0{,}045.h_t.\ \mu_c\ .\ f_{c28}/\gamma_b = 0{,}045 \times 0.7 \times 5 \times 25000/1{,}5 = 2625$ kN.

$N = 2502{,}19$ kN

$N \leq 2625$ kN …….. (C.V)

VI.5.3. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50cm .Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

VI.5.3.a. Calcul de D (débord) :

$$D \geq \max\left(h_r/2\ ;\ 30\text{ cm}\right) = 30\text{ cm}$$

Soit : D= 50 cm

D'où :

$S_r = 499{,}36 + (20{,}55+24{,}3) = 544{,}21 m^2$

Alors la surface de radier est Sr= 544,21 m^2

b = 1 m

h = 30 cm

d = 0.9 h = 27 cm

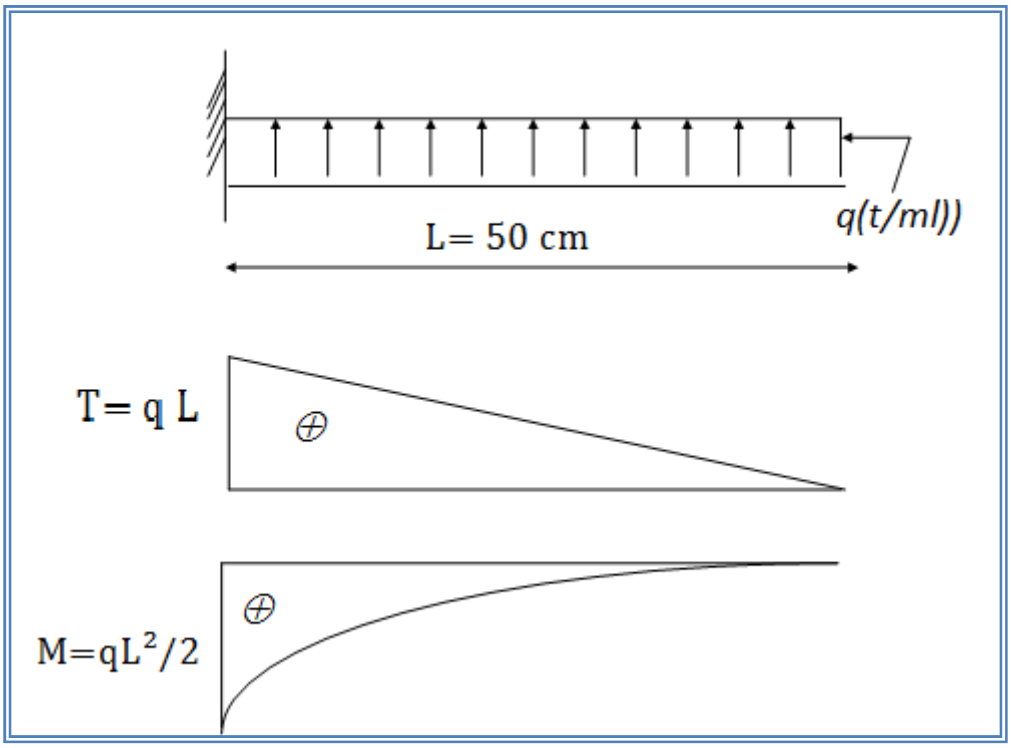


Figure VI.2. Schéma statique du débord de radier

$q_u = 173{,}72\ \text{kN/ml}$

$q_{ser} = 126{,}36\ \text{kN/ml}$

VI.5.3.b. <u>Calcul de ferraillage</u> :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} \Rightarrow M_u = 21{,}71\ \text{kN.m}$$

$A = 2{,}34\ \text{cm}^2$

$A_{choisi} = 5\text{HA}12 = 5{,}65\ \text{cm}^2/\text{ml}$

VI.5.3.c. <u>Vérification à l'ELS</u> :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 14{,}13\ \text{kN.m}$$

$\sigma_b = 2{,}96\ \text{Mpa}$

$\sigma_s = 108{,}57\ \text{Mpa}$

} Les contraintes sont vérifiées

- **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_s^{min}$ Avec :

$$\begin{cases} A_s^{min} = 0{,}23bd.\dfrac{f_{tj}}{f_e} = 1{,}63\ cm^2 \\ A_s^{min} = 3{,}25\ cm^2 \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \dfrac{V_u}{bd}$; b =1m ; $V_u = q_u.l = 76{,}27$ kN

$\tau_u = 0{,}28$ Mpa $\leq \overline{\tau_u} = 2{,}5$ …… (C.V)

VI.5.4. Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.
La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport : $\rho = \dfrac{l_x}{l_y}$

On a: $\rho = \dfrac{5.00}{5.00} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ panneau travaillant suivant deux directions.

VI.5.4.a. Calcul des charges du radier:

$$q_{rad} = \frac{P.P + P_{rem} + \sum N_i}{S_{radier}}$$

$q_{rad} = 113\ kN/m^2$

$\sigma_{rad} = 0{,}113$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma_{rad} = 1{,}13\ bars \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5\ bars}$; Donc la surface du radier est suffisante

VI.5.4.b. Détermination des moments :

- **A l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Avec :

$q_u = 1{,}35 \times 113 = 152{,}55\ kN/m^2$

$M_x = 0{,}0368 \times 152{,}55 \times 4{,}45^2 = 111{,}17\ kN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 111{,}17\ kN.m$

Travée :

$M_{tx} = 0{,}85 \times 111{,}17 = 94{,}5\ kN.m$

$M_{ty} = 0{,}85 \times 11{,}17 = 94{,}5\ kN.m$

Appui :

$M_{ax} = -0{,}3 \times 111{,}17 = -33{,}35\ kN.m$

$M_{ay} = -0{,}3 \times 111{,}17 = -33{,}35\ kN.m$

- **A l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$

Avec :

$q_{ser} = 1{,}00 \times 113 = 113\ kN/m^2$

$M_x = 0{,}0441 \times 113 \times 4{,}45^2 = 98{,}7\ kN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 98{,}7kN.m$

Travée :

$M_{tx} = 0{,}85 \times 98{,}7 = 83{,}9\ kN.m$

$M_{ty} = 0{,}85 \times 98{,}7 = 83{,}9\ kN.m$

Appui :

$M_{ax} = -0{,}3 \times 98{,}7 = -29{,}61\ kN.m$

$M_{ay} = -0{,}3 \times 98{,}7 = -29{,}61\ kN.m$

VI.5.4.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau VI.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

		M_u (kN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	A_{min}CBA (cm^2)	$A_{choisis}(cm^2)$
Travée	Sens X	94,5	10,50	3,00	10HA16=20,10
	Sens Y	94,5	10,50	3,00	10HA16=20,10
Appui	Sens X	-33,35	3,60	3,00	10HA12=11,30
	Sens Y	-33,35	3,60	3,00	10HA12=11,30

VI.5.4.d. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.2. Vérification des armatures du radier à l'ELS

		A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	Sens X	20,10	83,9	7,03	C.V	176,61	C.V
	Sens Y	20,10	83,9	7,03	C.V	176,61	C.V
Appui	Sens X	11,30	29,61	3,03	C.V	107,72	C.V
	Sens Y	11,30	29,61	3,03	C.V	107,72	C.V

VI.5.4.e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 165{,}30 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = 165{,}30 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{165{,}30 \cdot 10^3}{1000 \times 285} = 0.58 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \cdot fc28}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc : on n'a pas besoin des armatures transversales.

Observation : pour des raisons pratiques et constructives, on adopte pour la $A_{débord}$ le prolongement des aciers du radier .

VI.5.5. Ferraillage des nervures:

VI.5.5.a. Evaluation des charges :

- **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{l} = \frac{8633{,}76}{20{,}55} = 420{,}13 \text{ kN/ml}$$

- **A l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{\sum N_{ser}}{l} = \frac{6313{,}76}{20{,}55} = 307{,}24 \text{ kN/ml}$$

VI.5.4.b. Calcul des moments :

Aux appuis :

- **À l'ELU :**

$$M_a = -\frac{q_u \cdot \ell^2}{12} = \frac{420{,}13 \text{x} 4{,}45^2}{12} = \text{-}693{,}30 \text{ kN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} \cdot \ell^2}{12} = \frac{307{,}24 \text{x} 4{,}45^2}{12} = \text{-}507{,}01 \text{ kN.m}$$

En travée:

- **À l'ELU :**

$$M_t = \frac{q_u \ell^2}{24} = \frac{420{,}13 \text{x} 4{,}45^2}{24} = 346{,}65 \text{ kN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_t = \frac{q_{ser} \ell^2}{24} = \frac{307{,}24 \text{x} 4{,}45^2}{24} = 253{,}51 \text{ kN.m}$$

VI.5.4.c. <u>Calcul de ferraillage</u>:

- **<u>Armatures longitudinales</u> :**

Tableau VI.3. Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	M_u (kN.m)	μ	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisis}(cm^2)$
Travée	346,65	0,099	15,68	8HA20=25,13
Appui	-693,30	0,197	33,45	10HA25=49,09

- **<u>Vérification des contraintes à l'ELS</u> :**

Tableau VI.4. Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s(Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	25,13	253,51	6,09	C.V	170,40	C.V
Appui	49,09	-507,01	9,85	C.V	181,30	C.V

❖ **Armatures transversales :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 934{,}79 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{934{,}79 * 10^3}{600 \,.\, 670} = 2{,}32 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale :**

- A_t = 6Ø10.
- S_t = 10cm.

❖ **Zone courante :**

- A_t = 6Ø10.
- S_t = 20cm.

VI.6. Etude du voile périphérique:

Les voiles périphériques son des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le mur voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.00 m et une épaisseur de 18 cm
Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99V2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}67 \geq 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens

Calcul de la poussée des terres:

γ_d = 1800 kN/m^3 (poids volumique de la terre)

H = 3.00 m

λ = l'inclinaison du mur =0

β = l'inclinaison de la terre =0

φ = angle de frottement =22°

$$P = \frac{1}{2}.K_p.\gamma.H^2$$

$$K_p = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

$$P = \frac{1}{2}.0{,}455.18.3^2 = 36{,}85\ \text{kN/ml}$$

$$q_u = 1{,}35\ P = 49{,}75\ \text{kN/ml}$$

$$q_{ser} = P = 36{,}85\ \text{kN/ml}$$

$\rho = \frac{3}{4.45} = 0{,}67 > 0{,}4$ Le panneau travail suivant deux directions

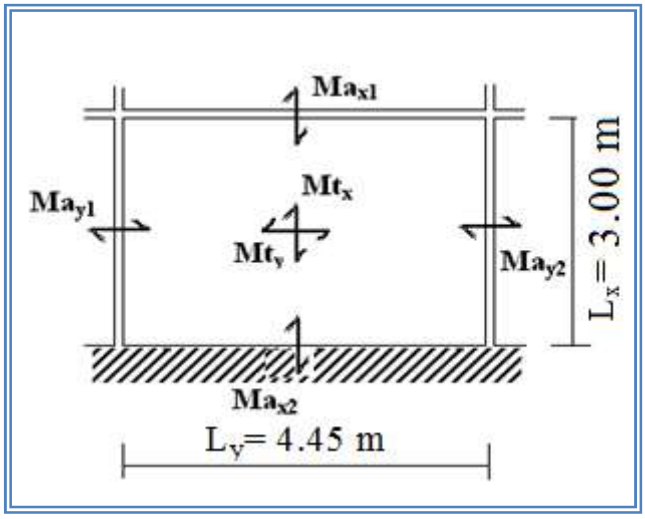


Figure VI.3. Les moments subissant par le mur de soutènement

Calcul des moments :

- **ELU :**

$M_x = 0{,}0723 \times 49{,}75 \times 3^2 = 32{,}37\ \text{kN.m}$

$M_y = 0{,}3895 \times 32{,}37 = 12{,}61\ \text{kN.m}$

En travée :

$M_{tx} = 0{,}85 M_x = 27{,}51\ \text{kN.m}$

$M_{ty} = 0{,}85 M_y = 10{,}72\ \text{kN.m}$

Aux appuis :

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0{,}3 M_x = -09{,}71\ \text{kN.m}$

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0{,}5 M_x = -16{,}18\ \text{kN.m}$

- **ELS :**

$M_x = 0{,}0780 \times 36{,}85 \times 3^2 = 25{,}87\ \text{kN.m}$

$M_y = 0{,}5469 \times 25{,}87 = 14{,}15\ \text{kN.m}$

En travée :

$M_{tx} = 0{,}85 M_x = 22\ \text{kN.m}$

$M_{ty} = 0{,}85 M_y = 12{,}03\ \text{kN.m}$

Aux appuis :

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0{,}3 M_x = -6{,}60\ \text{kN.m}$

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0{,}5 M_x = -11\ \text{kN.m}$

Calcul de ferraillage :

Tableau VI.5. Calcul de ferraillage à l'ELU de mur de soutènement

		M (kN.m)	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}
Travée	Sens X	27,51	4,97	1,80	10HA10=7,85
	Sens Y	10,72	1,89	1,80	10HA10=7,85

Appui	Sens X	-9,71	1,71	1,80	6HA10=4,71
	Sens Y	-16,18	2,88	1,80	6HA10=4,71

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.6. Vérification à l'ELS de mur de soutènement

		A (cm^2)	M_{ser} (kN. m)	$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	Sens X	7,07	22	5,76	C.V	189,64	C.V
	Sens Y	7,07	12,03	3,15	C.V	103,70	C.V
Appui	Sens X	4,71	-6,6	2,08	C.V	92,18	C.V
	Sens Y	4,71	-11	3.48	C.V	153.63	C.V

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Selon X :**

$$T_x = \frac{q_u . l_x . l_y}{2l_y + l_x} = \frac{60 \times 3 \times 4{,}45}{2 \times 4{,}45 + 3} = 67{,}31 \text{ kN}$$

- **Selon Y :**

$$T_y = \frac{q_u . l_x . l_y}{3l_y} = \frac{60 \times 3 \times 4{,}45}{3 \times 4{,}45} = 60 \text{ kN}$$

Et on vérifie :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 . d} = \frac{67{,}31 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0{,}377 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16 \text{ Mpa}$$

Donc : on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.7. Les longrines :

VI.7.1.Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.7.2. Prédimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 40 cm : sites de catégorie S_3

VI.7.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\text{kN}$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Dans notre cas : site S_3 et zone sismique III **α = 10**)

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2387{,}48}{10} = 238{,}748 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1517{,}21}{10} = 151{,}721 \text{ kN}$$

VI.7.4. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU :**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$A_u = \frac{238{,}748.10^3}{348} = 6{,}86\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Donc : $A \geq \frac{(30\times40)\times2{,}1}{400} \Rightarrow A \geq 6{,}3\ cm^2$

Alors on adopte : $\mathbf{A=2\times 3HA14=9{,}23\ cm^2}$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{151{,}721.10^3}{923} = 164{,}38\ Mpa \leq \overline{\sigma_s} = 202\ Mpa$ C.V

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B: [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

$$A_{min} = \frac{0{,}6b.h}{100} = 7{,}2\ cm^2$$

Donc on adopte : $\mathbf{A=2\times 3HA14=9{,}23\ cm^2}$

➢ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au Min (20 cm $15\Phi_l$).

♦ **Section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}66 \text{ mm}$$

On adopte :

$\varphi_t = 8\text{mm}$

$A_t = 4\text{Ø}8 = 201 \text{ mm}^2$

♦ **Espacement :**

$S_t \leq \min[20 \text{ cm}; 15\varphi_l] = \min[20 \text{ cm}; 21 \text{ cm}]$

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

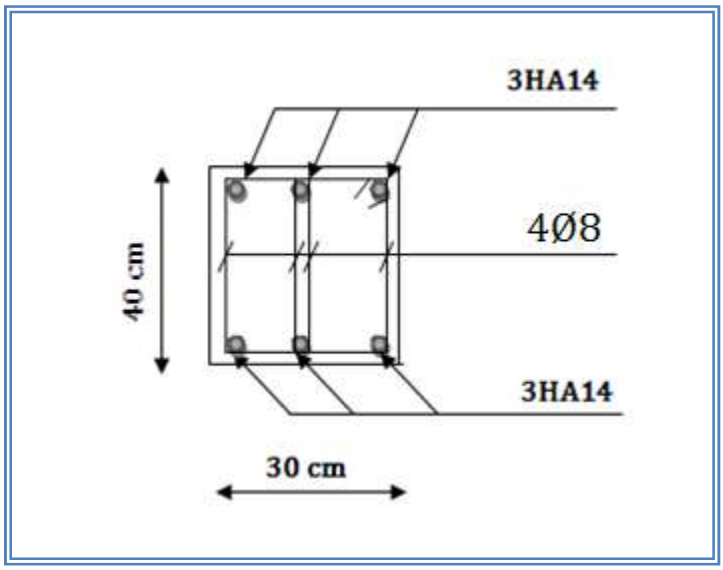


Figure VI.4. Ferraillage des longrines

Conclusion générale

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Références bibliographique

Bibliographie

Documents réglementaires *:*

- *[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).*
- *[2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).*
- *[3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.*

Manuels techniques *:*

- *[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.*
- *[5] : Formulaire du béton armé. VICTOR DAVIDOVICI.*
- *[6] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux ».*
- *[7] : Cours du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.*
- *[8] **:** Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».*
- *[9] : Mémoire de fin d'étude Mr. SAIDI.M.M.*

Logiciels *:*

- *ROBOT version 23.0*
- *ROBOT EXPERT 2010*
- *BETON 2007*
- *AUTO CAD 2010*