

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur de et la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA de Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures.

Thème

*ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+10) +SOUS-SOL A USAGE
D'HABITATION
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES) AVEC INTERACTION.*

Encadré par :

M^{me} : DJOURROUD

Présenté par :

M^{elle} : BELAID HASSIBA

M^{elle} : GHALEM AZIZA

Membres de Jury :

- M^{me} AREZKI

- M^{me} SEGHIR

Promotion : 2014/2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre

Profonde gratitude et nos vifs remerciements :

*Avant tous, nous remercions **ALLAH** le tous puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail*

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études

A M^{me}. DJERROUD : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Hassiba et Aziza

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

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

A mes chères sœurs surtout Sihem, et mon frère Louanes.

A ma grand-mère Cherifa.

A mes copines Nassira, Amina et Souhila.

Sans oublier toute la promotion de génie civil 2014/2015.

A ma promotrice M^{me} DJRROUD.

A ma chère binôme Aziza.

HASSIBA

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

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

A mes chères sœurs, et mes frères

A mon chère fiancé

A mes cousins et cousines

A mes tantes et mes oncles

Sans oublier toute la promotion de génie civil 2014/2015.

A ma promotrice M^{me} DJRROUD.

A ma chère binôme hassiba.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction

I.2. présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristique de la structure	1
I.4.Règlements et normes utilisés	3
I.5.Action et les combinaisons	3
I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés	4
I.7. Conclusion	10

Chapitre II : Pré Dimensionnement des Eléments

II.1. Introduction	11
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires	12
II.3.Evaluation des charges et surcharges	23
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux	29
II.5.Descente de charge	34
II.6.Vérifications	44
II.7.Conclusion	48

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

III.1. Calcul des planchers	49
III.2. Etude des dalles pleines	82
III.3. Etude des escaliers	95
III.4. Etude de la poutre palière	111
III.5.Etude de l'ascenseur	115
III.6.Etude de l'acrotère	126

III.7. Etude des poutres de chainages.....	133
III.8. Conclusion.....	136

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction.....	137
IV.2. Méthode de calcul.....	137
IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	143
IV.4. Modélisation et résultat.....	144
IV.5. Interpolation des résultats de l'analyse dynamique.....	145
IV.6. Conclusion.....	153

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1. Introduction	155
V.2. Etude des poutres.....	155
V.3. Etude des poteaux.....	164
V.4. Etude des voiles.....	175
V.5. Conclusion.....	186

Chapitre VI : Etude Des Fondations

VI.1. Introduction	187
VI.2. Choix de type des fondations	187
VI.3. Combinaisons d'action à considérer	187
VI.4. Etude des fondations	187
VI.5. Les nervures	195
VI.6. Etude de voile périphérique.....	202

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : diagramme des contraintes –déformations pour le béton.....	6
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à L'ELU.....	9

Chapitre II

Figure II.1.Disposition des poutrelles.....	11
Figure II.2. Plancher à corps creux.....	13
Figure II.3.coupe transversale d'une poutrelle.....	14
Figure II.4.Dalle sur 2 appuis.....	15
Figure II.5. Dalle sur 3 appuis.....	15
Figure II.6.Dalle sur 4 appuis.....	15
Figure II.7.Schéma de l'escalier.....	16
Figure II.8. Schéma en plan d'escalier de sous-sol.....	17
Figure II.9.Vue en plan d'escalier au RDC.....	18
Figure II.10.Schéma statique de volée1.....	19
Figure II.11. Schéma statique de 2 ^{ème} partie d'escalier.....	20
Figure II.12. Schéma statique de la poutre palière.....	21
Figure II.13. Schéma statique de la console.....	22
Figure II.14. Schéma de l'ascenseur.....	22
Figure II.15. Schéma de l'acrotère.....	23
Figure II.16.Coupe verticale d'un voile.....	30
Figure II.17.Repérage des poteaux pour la descente de charge.....	35
Figure II.18.Surface afférente pour N ₉ , N ₁₀	36
Figure II.19. Surface afférente pour N ₁ jusqu'à N ₈	36
Figure II.20. Schéma de la descente de charge.....	37
Figure II.21. Surface afférente pour N ₁ ...N ₁₂	40

Chapitre III

Figure III. 1.1 : Schéma statique d'une poutrelle à deux travée.....	53
Figure.III.1.2 : Schéma statique d'une poutrelle à plus de deux travée.....	53
Figure III.1.3 : diagramme de l'efforts tranchants d'une poutre à deux travées.....	54
Figure III.1.4 : diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	54
Figure III.1.5 : paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	55
Figure III.1.6 : schéma statique de la poutrelle type 1.....	56
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	82
Figure III.8 : Dalle sur 4 appuis.....	83
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	87
Figure III.10 : dalle sur 2 appuis.....	88

Liste des figures

Figure III.11 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	88
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	91
Figure III.13 : Dalle sur 3 appuis	92
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	95
Figure III.15 : Schéma statique de volée1	95
Figure III.16 : diagramme des sollicitations	97
Figure III.17 : Section de calcul	97
Figure III.18 : schéma de ferrailage de la volée1 de type (II).....	102
Figure III.19 : Schéma statique du 2 ^{ème} partie d'escalier.....	103
Figure III.20 : schéma de chargement	103
Figure III.21 . Schémas du ferrailage de l'escalier type II	108
Figure III.22 : Schéma statique de volée3.....	108
Figure.III.23 . schéma de ferrailage de la volée3 de type (II)	110
Figure III.24 : Schéma statique de la poutre paliers	111
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	115
Figure III.26 : Schéma représentant la surface d'impact.....	120
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	126
Figure III.28 : Vue en plan d'un acrotère	126
Figure III.29 : section à ferraille	128
Figure III.30 . Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	132
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	133
Figure III.32 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	136

Chapitre IV

Figure IV.1 : Graphe du spectre.....	142
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	144
Figure IV.3 : Mode1. Translation suivant l'axe Y-Y'.....	146
Figure IV.4 : Mode2. Translation suivant l'axe X-X'	147
Figure IV.5 : Mode3. Torsion suivant l'axe Z-Z.....	147

Chapitre V

Figure V.1 : zone nodale	165
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	171
Figure V.3 : Voile	176
Figure V.4 : voile avec ouverture.....	177
Figure V.5 : Disposition des armatures dans les voiles.....	178
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile V x1 au niveau du RDC	182
Figure V.7 : Schéma de ferrailade du linteau	183

Liste des figures

● Chapitre VI ●

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	188
Figure VI.2 : Semelle filante.....	188
Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement	190
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	195
Figure VI.5 : Section à ferrailer selon Y-Y.....	198
Figure VI.6 : Section à ferrailer selon X-X.....	198
Figure VI.7 : Diagramme des contraintes	203
Figure VI.8 : Coupe A-A Schéma de ferrailage d voile périphérique	206

Liste des tableaux

Liste des tableaux

● Chapitre II ●

Tableau II.1. Évaluation des charges sur la toiture.....	24
Tableau II.1. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau II.2. Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	25
Tableau II.4. Évaluation des charges dans les dalles pleines.....	25
Tableau II.5. Évaluation des charges dans les murs extérieurs.....	26
Tableau II.6. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.....	26
Tableau II.7. Évaluation des charges de l'Ascenseur.....	27
Tableau II.8. Évaluation des charges de l'acrotère.....	27
Tableau II.9. Évaluation des charges sur le palier.....	27
Tableau II.10. Évaluation des charges sur la volée I.....	28
Tableau II.11. Évaluation des charges sur la volée1 et 3.....	28
Tableau II.12. Évaluation des charges sur la volée de la deuxième partie.....	29
Tableau II.13. Descente de charge du poteau central.....	38
Tableau II.14. Descente de charge du poteau de la cage d'escalier.....	42
Tableau II.15. Résultat de vérification a la compression simple.....	45
Tableau II.16. Résultat de vérification au flambement.....	47
Tableau II.17. Caractéristiques des éléments structuraux.....	48

● Chapitre III ●

Tableau III.1. Différent type de poutrelles.....	51
Tableau III.2. Combinaison d'action.....	52
Tableau III.3. Vérification de la deuxième condition d'application de la M.F.....	56
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	64
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible tupe1.....	64
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible tupe2.....	64
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible tupe2.....	65
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible tupe5.....	65
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible tupe5.....	65
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 1).....	65
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 1).....	65

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 2).....	66
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 2).....	66
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 3).....	66
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 3).....	66
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 4).....	66
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 4).....	67
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 5).....	67
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 5).....	67
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de 1 ^{er} etage (type 1).....	67
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de 1 ^{er} etage (type 1).....	67
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de 1 ^{er} etage (type 4).....	68
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de 1 ^{er} etage (type 2).....	68
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.sol et RDC (type 1).....	68
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de Sous-sol et RDC (type 1).....	68
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.sol et le RDC (type 2).....	68
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de S.sol et de RDC (type 4).....	69
Tableau III.28. Sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage des poutrelles...	69
Tableau III.29. Calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.....	78
Tableau III.30. Choix des barres de ferrailages vérification au cisaillement.....	78
Tableau III.31. Vérification des états limitent de compression du béton.....	79
Tableau III.32. Vérification des états limitent de déformation.....	79
Tableau III.33. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	81
Tableau III.34. Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	83
Tableau III.35. Vérification des contraintes.....	85
Tableau III.36. Vérification de la flèche.....	86
Tableau III.37. Calcul du ferrailage.....	89
Tableau III.38. Choix des armatures.....	89
Tableau III.39. Vérification de la contrainte de l'acier.....	90
Tableau III.40. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	93
Tableau III.41. Vérification des contraintes.....	93
Tableau III.42. Vérification de la flèche dans la dalle sur 3 appuis.....	94
Tableau III.43. Résultats de ferrailage.....	98
Tableau III.44. Sollicitation sur l'escalier type II.....	104
Tableau III.45. Résumé des résultats de ferrailage.....	104

Tableau III.46. Etat limite de compression du béton.....	105
Tableau III.47. Vérification de la flèche.....	106
Tableau III.48. Calcul de ferrailage.....	109
Tableau III.49. Etat limite de compression du béton.....	110
Tableau III.50. Les sollicitations de la poutre palière	111
Tableau III.51. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	111
Tableau III.52. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	117
Tableau III.53. Résultats des calculs.	123
Tableau III.54. Combinaison d'action.	127
Tableau III.55. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	134

● Chapitre IV ●

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	138
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$.RPA 99(Tableau 4.2)	140
Tableau IV.3 : La participation massique mode.	145
Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	148
Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	149
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	150
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.	151
Tableau IV.8 : Vérification a L'effet $P-\Delta$	152
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	153

● Chapitre V ●

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	157
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.....	159
Tableau V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	159
Tableau V.4 : État limite de compression du béton.....	160
Tableau V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	160
Tableau V.6 : Section de ferrailage des poutres.....	161
Tableau V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	166
Tableau V.8 : Les sollicitations dans les poteaux	167
Tableau V.9 : Calcul des armatures longitudinales :	169
Tableau V.10 : calcul des armatures transversales	169
Tableau V.11 : Justification au flambement pour les poteaux	170
Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	171
Tableau V.13 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	172
Tableau V.14 : Ferrailage des poteaux	173
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux	175

● **Chapitre VI** ●

Tableau VI.1 : Section des armatures du radier.....	193
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	194
Tableau VI.3 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	197
Tableau VI.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.	197
Tableau VI.5 : Résumé des résultats (ferraillage des nervures).....	198
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferraillage.....	199
Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant.	204
Tableau VI.8 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	200
Tableau VI.9 : Nouvelles vérification des contraintes	200
Tableau VI.10 : Schéma de ferraillage des nervures.....	201
Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.....	204
Tableau VI.12 : vérification des contraintes pour le voile périphérique	205
Tableau VI.13 : Section des armatures pour le voile périphérique	205

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est le domaine d'activité dont l'objectif est la construction d'ouvrage, il concerne la création, l'amélioration (rénovation, restructuration, réhabilitation) et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la population telles que : équipements pour l'habitat, l'industrie et le transport.

En effet, ce domaine comporte la construction des immeubles, des ouvrages linéaires comme les routes, les voies ferrées, les ponts, en passant par tous les aménagements urbains et ruraux tels que : les barrages, les digues et les divers réseaux d'eau dont il faut les préserver d'un risque majeur qui est les séismes.

L'ingénieur en génie civil doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes d'architectures, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment en (R+10+sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé comme suit :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre : Un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux a ensuite été fait.
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, les balcons, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.
- Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel SAP 2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.
- Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.
- Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Introduction générale

Chapitre I

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre travail consiste à faire une étude d'un bâtiment de 12 niveaux, dont le sous-sol qui est un stockage, le R.D.C qui est à usage commercial et autres étages à usage d'habitations comportant de 96 logements de type F2, F3, F4, Ce projet est implanté à Bejaia, zone industrielle qui est classée par les règles parasismiques algériennes (**RPA99/V2003**) comme une zone de moyenne sismicité IIa.

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométriques

La structure a comme dimensions :

Hauteur total du bâtiment	37.49m
Hauteur du RDC	4.59m
Hauteur du sous-sol	2.72m
Hauteur d'étage	3.06m
La longueur en plan (L_x)	30m
La largeur en plan (L_y)	19.2m

I.3.2. Données du site

- ✚ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ✚ Le sol est classé selon le **RPA 99/V2003** (Article 3.3) dans la catégorie S_3 (sol meuble).
- ✚ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,5$ bars.
- ✚ L'ancrage minimal des fondations $D=4.00$ m. [REF N° :425/UB/LNHC/2008]

I.3.3. Système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14m le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction

portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ✚ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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 qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✚ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.4.Description Structurale

❖ Les planchers

Sont constitués de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique, son rôle de :

- ✚ Transmettre les charges verticales aux éléments porteurs.
- ✚ Participer au contreventement du bâtiment.
- ✚ Assurer l'isolation acoustique, phonique et la séparation des niveaux.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les Règles BAEL91 (Eyrolles troisième tirage 1997) :

- ✚ Pour les planchers à charge d'exploitation modérée, par méthode dite forfaitaire.
- ✚ Pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée, par la méthode de Caquot.

❖ La maçonnerie

On distingue :

- ✚ Les murs extérieurs : réalisés en doubles parois en briques creuses d'épaisseur 15cm de l'extérieur, 10cm de l'intérieur, séparées par une l'âme d'air de 5cm.
- ✚ Les murs intérieurs : réalisés en seule parois en briques creuses d'épaisseur 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

❖ La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible.

❖ Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre structure comprend trois types d'escalier, réalisé en béton armé coulé sur place.

❖ **L'ascenseur**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

❖ **Les voiles**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

❖ **Les balcons**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

❖ **Les dalles pleines**

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

❖ **L'acrotère**

C'est un élément encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible, contournant le bâtiment il sera réalisé en béton armé coulé sur place.

❖ **L'infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✚ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✚ Limiter les tassements.
- ✚ Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.4. Les règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

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

I.5. Actions et les combinaisons

I.5.1. Définitions des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✚ Des charges permanentes.
- ✚ Des charges d'exploitations.

- ✚ Des charges climatiques.

On distingue :

I.5.1.1. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.5.1.2. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.5.1.3. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.5.2. Les combinaisons d'action (Article V.5.2) [4]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés

I.6.1. Le Béton

I.6.1.1. Définition

Le béton est matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), granulat (sable, gravier.....), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Le béton doit présenter les avantages suivants :

- ✚ Une bonne résistance à la compression.
- ✚ Une souplesse d'utilisation.

- ✚ Une bonne résistance aux feux.
- ✚ Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.6.1.2. Résistance caractéristiques du béton

a. Résistance de béton à la compression (f_{cj})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$(1) \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ On utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

b. Résistance de béton à la traction

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas : $f_{i28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c. Contrainte limite à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4}) [1]$$

Avec :

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24 \text{ h}$.

$\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1 \text{ h}$.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

d. Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad (\text{Art A.4.5.2}) [2].$$

e. Diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

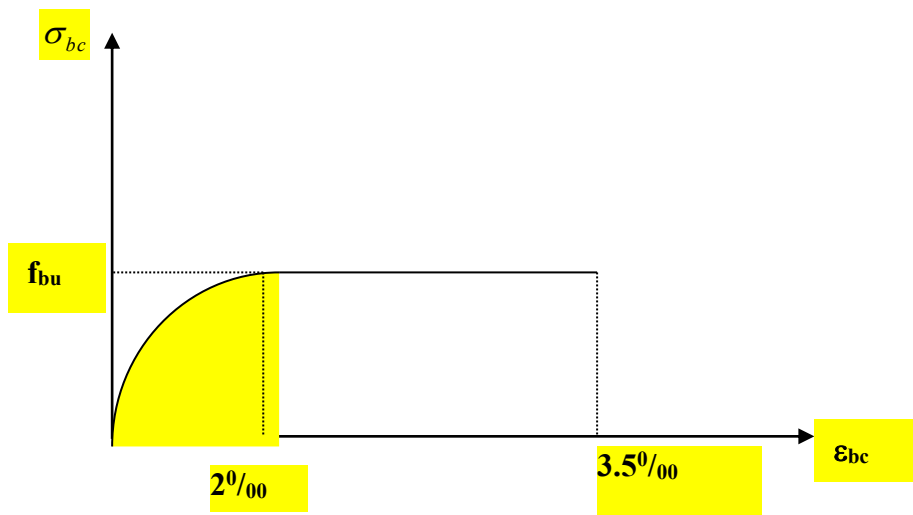


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation pour le béton.

$$f_{bu} = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}, \theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

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

2⁰/1000 : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5⁰/1000 : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^{0/00} & f_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^{0/00} & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b \end{cases}$$

f. Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.2.1}) [2]$$

✚ Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

✚ Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

✚ Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a : **(Art A.2.1.2.2) [2]**

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

g. Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1+\nu)$ et en simplifiant $G = 0,417E$

h. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{L'ELS} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.3).} \\ \nu = 0 & \text{à L'ELU} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.3).} \end{cases}$$

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

✚ $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

✚ $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.5$ donc :

✚ $\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

✚ $\tau_{adm} = 2.50\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

I.6.2. L'acier

I.6.2.1. Définition

L'acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

I.6.2.2. Différents type d'aciers

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (RL)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235.

✚ $f_e = 215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

✚ $f_u = 330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).

✚ $f_e = 235\text{Mpa}$.

✚ $f_u = 410$ à 490Mpa .

a. Les aciers à haute adhérence (HR)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

✚ Limite élastique : $f_e = 400\text{Mpa}$.

✚ Contrainte admissible : $\sigma_s = 348\text{Mpa}$.

✚ Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$

✚ Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$

✚ Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5\text{Mpa}$.

b. Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

I.6.2.3. Diagramme des contraintes-déformations de l'acier

a. Etat limite ultime (ELU)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

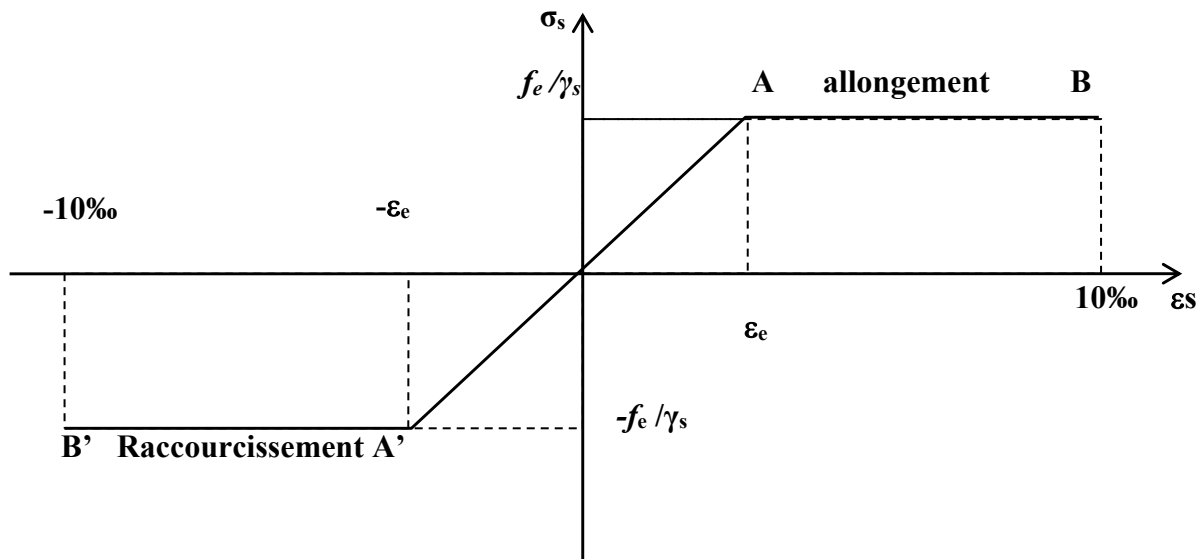


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à L'ELU

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \epsilon_e \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Pour : } \epsilon_s \leq \epsilon_e \end{array} \right.$$

Avec :

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200 000 MPa.

ϵ_s : Allongement relatif

γ_s : Coefficient de sécurité.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles (choc et séisme).} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

b. État limite de service

On distingue les cas suivants :

❖ Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

❖ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre : nous retenons ce qui suit

1) l'étude de projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/version2003 (RPA)
- CBA93 (code du B.A)
- BAEL91 (R du B.A aux E.L)
- DTR – BC 2.2 (charges permanentes et surcharges)

2) la résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge 28 jours $f_{c28}=25MPa$.

3) les aciers utilisés sont : FeE400.

Chapitre II

II.1.Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Dans notre projet on distingue deux types d'éléments à pré dimensionné :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 révisé 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

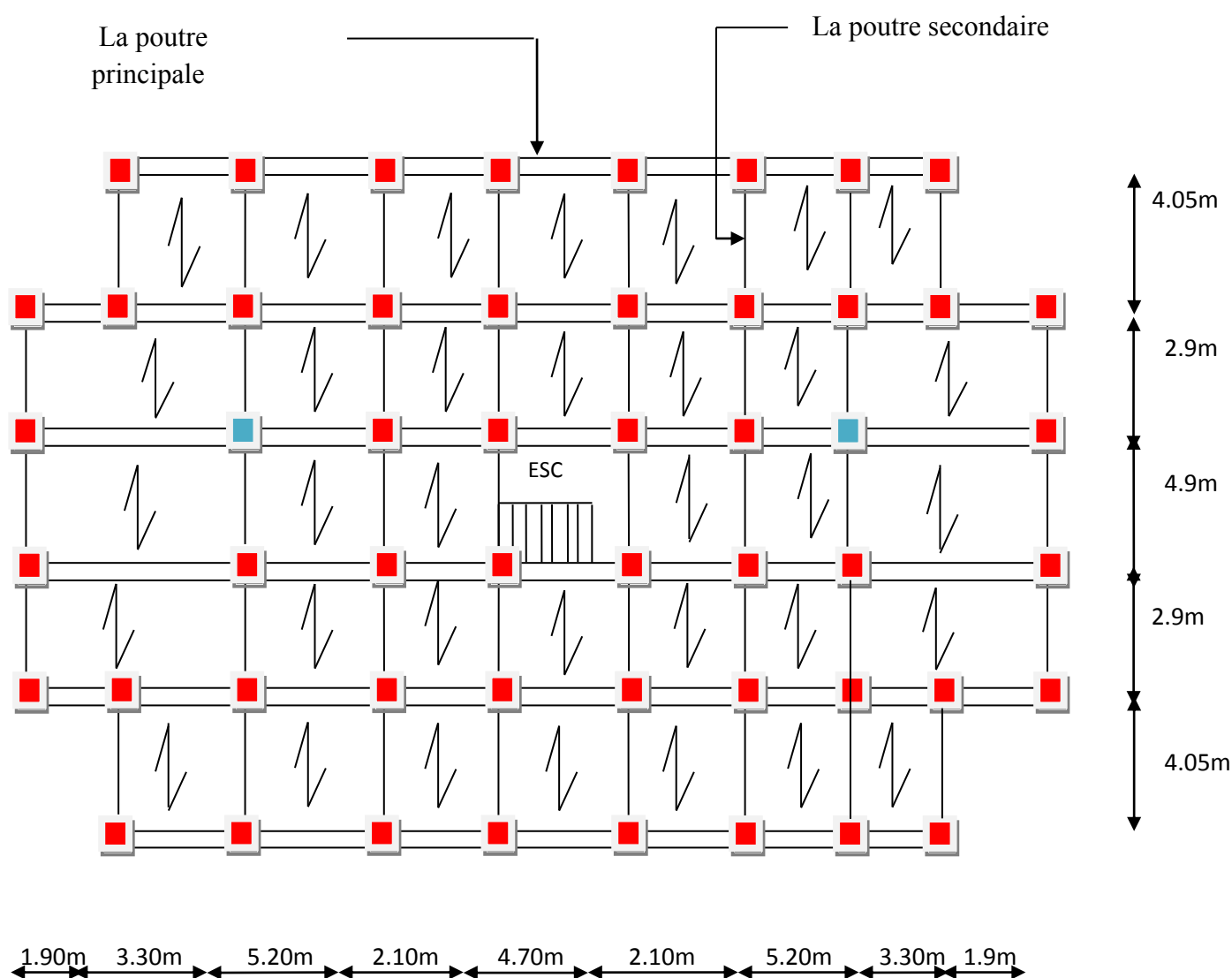


Figure II.1 : Disposition des poutrelles

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Le plancher à corps creux

Le plancher est un élément porteur (il supporte les charges et les surcharges), il joue le rôle d'isolant thermique et acoustique, Pour notre structure nous avons adopté un plancher à corps creux puisqu'il s'agit d'un plancher à surcharges modérés et des dalles pleines pour les balcons.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée tel que : $Q \leq \min (2G, 5kn/m^2)$. Il est composé de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher qui servent à répartir les charges sur les poutres principales.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6cm, elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.
- Treillis soudé : Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

Le pré dimensionnement du plancher se fait par la vérification de la condition de rigidité

suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$ **CBA 93(Article B.6.8.4.2.4)**

L_{max} : La distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

On adopté que les poutres sont de $b = 40\text{cm}$, $L_{max} = 490 - 40 = 450\text{cm}$

$h_t \geq 450 / 22,5 = 20 \text{ cm}$.

On adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

$h = 16 \text{ cm}$: l'épaisseur de corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

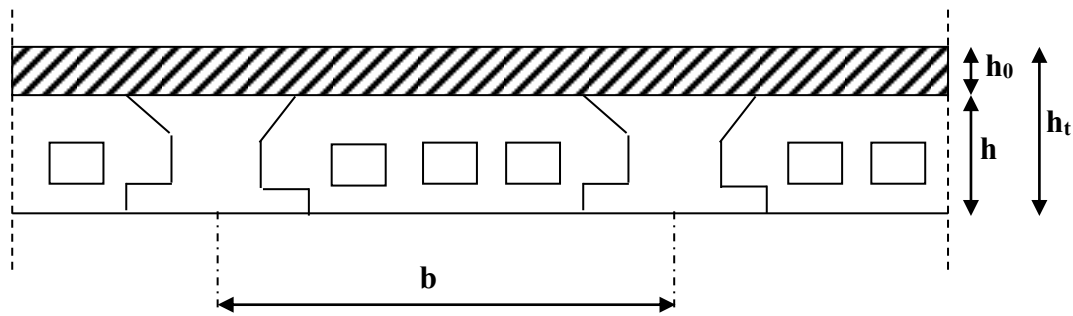


Figure II.2 : plancher à corps creux.

II.2.2. les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- 1) **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- 2) **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens où il ya le plus grand nombre d'appuis.

Concernant notre bâtiment, la disposition des poutrelles se fera selon le deuxième critère.

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suivant :

- Détermination de la largeur de la table de compression

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{Avec :}$$

h_t : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression

L_x : représente la distance entre nus de 2 poutrelles ($L_x = 65 - 10 = 55$ cm).

L_y : la travée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 490 - 40 = 450$ cm).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est

Prise entre :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

On prend $b_0 = 10$ cm.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

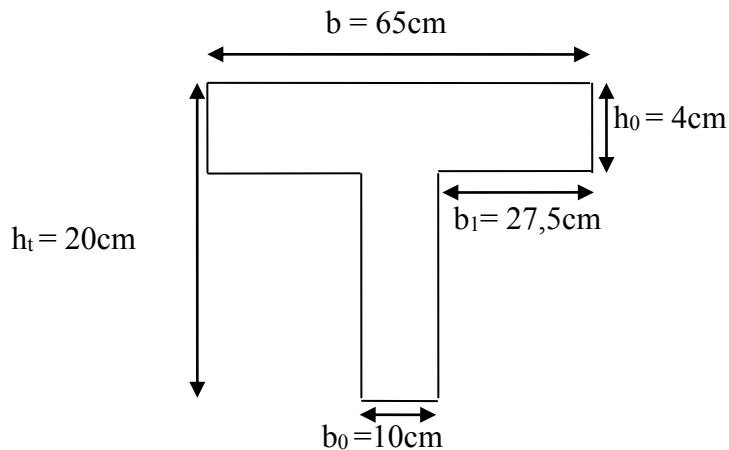


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{450}{10} \right) \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ m}$$

$$b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{55}{2}, \frac{450}{10} \right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On adopte $b = 65$ cm.

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.2.3. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions suivantes:

❖ Critère de résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ si la dalle est sur 1 seul appui ou 2 appuis
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ si la dalle est sur 2 appuis perpendiculaire ou 4 appuis avec $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$

- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ si la dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 3 appuis et 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

L_x : est la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

❖ **Résistance au feu :**

$e \geq 7cm \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11cm \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14cm \rightarrow$ Pour quatre heures de coupe-feu

❖ **Isolation phonique**

- $e \geq 13cm$

On distingue trois types :

a. Dalle sur deux appuis

$L_y = 210cm$; $L_x = 150cm$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$4.28cm \leq e \leq 5cm$

b. Dalle sur trois appuis

$L_y = 440cm$; $L_x = 160cm$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$3.55cm \leq e \leq 4cm$

C. Dalle sur 4 appuis

$L_y = 490cm$; $L_x = 365cm$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$8.11cm \leq e \leq 9.12cm$

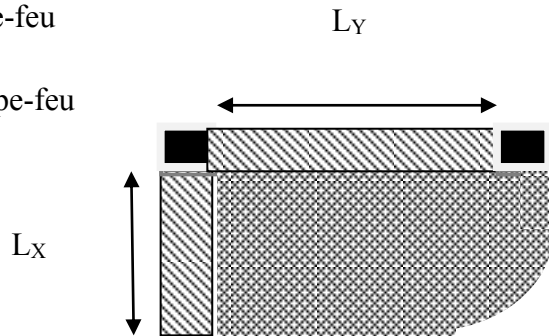


Figure II.4 : Dalle sur 2 appuis.

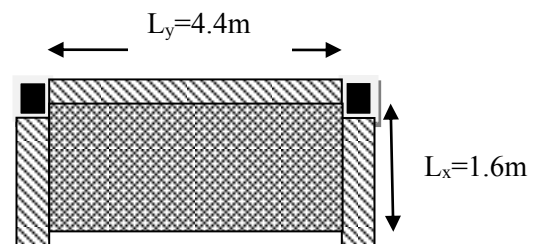


Figure II.1: Dalle sur 3 appuis.

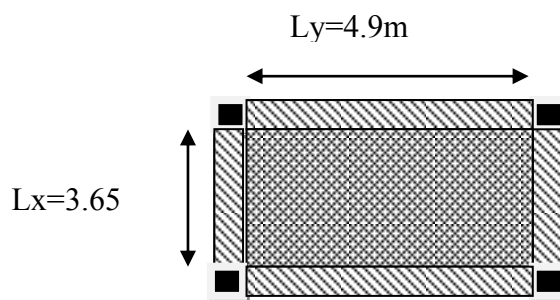


Figure II.6 : Dalle sur 4 appuis.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le

Pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu qui est la plus défavorable :

- $e \geq 11 \text{ cm}$.

On prend : $e = 14 \text{ cm}$ (2heures de coup feu).

II.2.4. Les escaliers

Sont des éléments secondaires qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers. Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

✚ Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

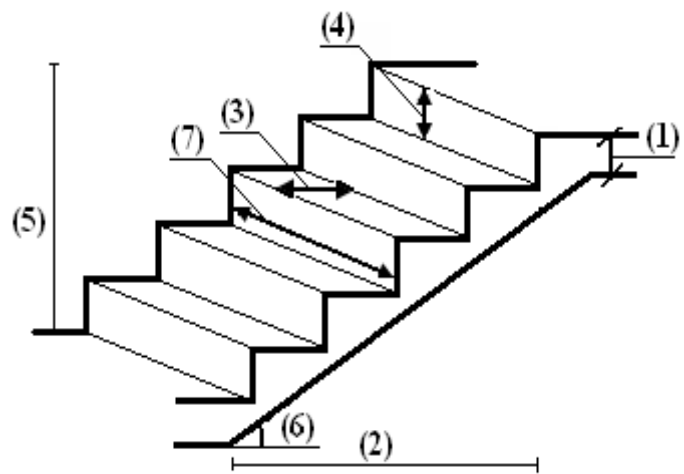


Figure II.7 : Schéma de l'escalier.

H : Hauteur d'étage

✚ Types d'escaliers

Dans notre cas, l'escalier est à l'intérieur du bâtiment, on distingue trois types d'escaliers :

- ✓ Escalier de type (I) : escalier avec deux volées identiques et un palier de repos au sous-sol qui est réalisé en bois
- ✓ Escalier de type (II) : escalier avec trois volées au RDC réalisé en béton armé
- ✓ Escalier de type (III) : escalier avec deux volées et un palier de repos dans tous les étages (le 1^{er} étage jusqu'à 10^{ème} étage).

Le dimensionnement revient à déterminer les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59\text{cm} < 2h+g < 64\text{cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

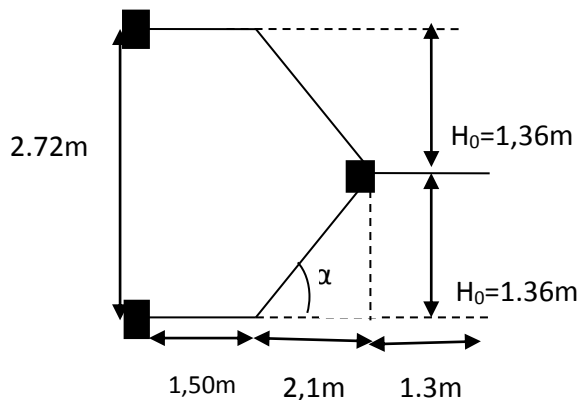
Avec :

$n - 1$: Nombre de marches.

L : longueur de la volée.

n : nombre de contre marche.

• **Les escaliers de type 1**



Coupe A-A

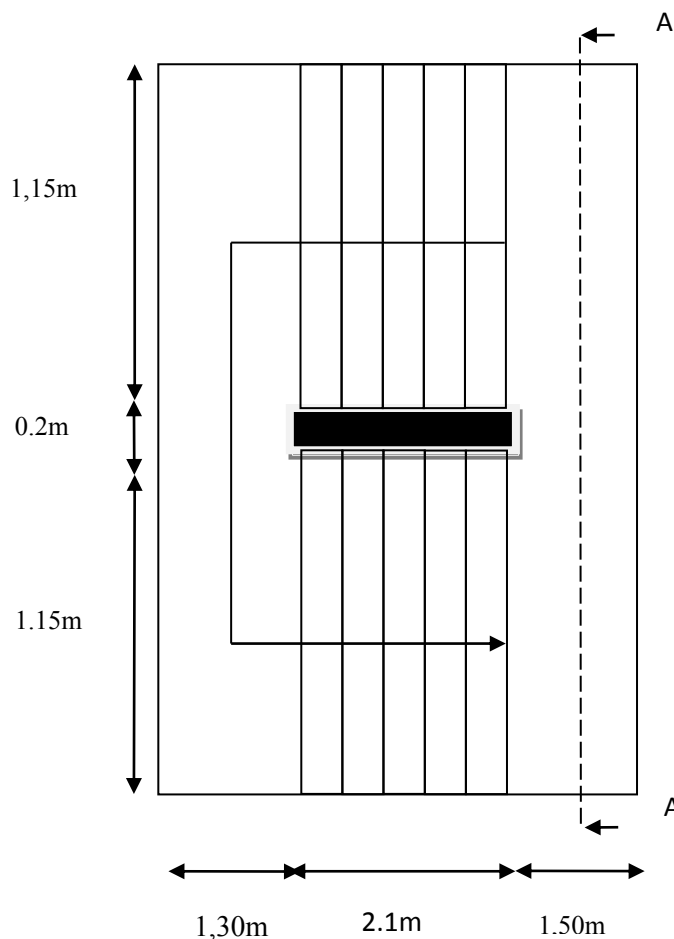


Figure II.8 : Vue en plan d'escalier de sous-sol.

Calcul du nombre de contre marches :

La hauteur d'étage $H=2.72\text{m}$.

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (272 / 2) \times 1 / 17$$

avec : h (hauteur de la contre marche).

$$n = 8 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

- **Calcul du nombre de marche :**

$$N = n - 1 = 7 \text{ marches.}$$

- **Calcul de l'angle α :**

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.36\text{m}$$

$$L' = 30 \times 7 = 2.10\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 1.36 / 2.10 = 0,647$$

$$\alpha = 32,90^\circ$$

- **Calcul de la longueur inclinée:**

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.50\text{m}$$

- **Vérification de la relation de blondel**

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **Épaisseur de la pailasse**

- $L / 30 \leq e \leq L / 20$

$$l = 1.50 + \sqrt{1.36^2 + 2.1^2} + 1.30 = 5.30\text{m}$$

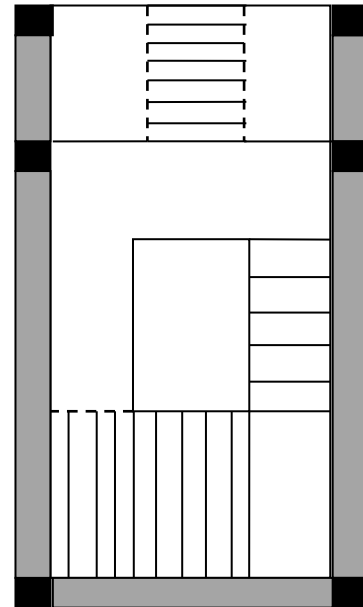
$$17.66 \leq e \leq 26.5 \dots \text{on opte pour } e = 18\text{cm.}$$

- **Escaliers de type II**

A. Première partie (1)

Volée 1 :

(1)



(2)

(3)

Figure II.9 : Vue en plan d'escalier au RDC.

On prend la hauteur de contre marche 17 cm

La Hauteur de la volé (type 1) : 1.53 m.

- **Calcul du nombre de contre marches RDC**

$$n = H/h = 1,53 / 0,17 = 9 \text{ contre marches}$$

- **Calcul du nombre de marche**

Donc on aura : $m = n - 1 = 8$ marches.

- **Calcul de l'angle α**

$$\text{tg}(\alpha) = 1.53 / 2,3 \quad \text{d'où} : \alpha = 33.63^\circ$$

$$\text{La longueur de la pailleste est : } L = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.76 \text{ m}$$

- **Vérification de la pailleste**

D'après La formule empirique de **BLONDEL**: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

On a $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64$vérifiée.

- **Epaisseur de la pailleste**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

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

$$L = \sqrt{1.53^2 + 2.3^2} = 2.76 \text{ m}$$

$$9.2 \text{ cm} \leq e \leq 13.8 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 12 \text{ cm}$. Pour la volée.

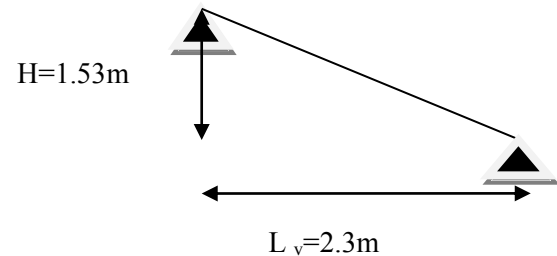
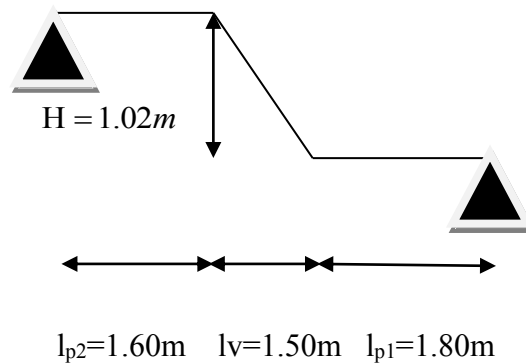


Figure II.10 : Schéma statique de volée 1.

B. Deuxième partie (2)**Figure II.11** : Schéma statique de 2^{ème} partie de l'escalier**- Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 150 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150) n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 6$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 5$** .

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

- Calcul de l'angle α

$$\text{tg}(\alpha) = 1.02/1.50 \text{ d'où : } \alpha = 34.2$$

- Vérification de la pailasse

D'après La formule empirique de **BLONDEL**: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

On a $2h+g=2\times 17+30=64\text{cm}$vérifiée.

-Epaisseur de la paille

La longueur développée est $l = l_v + l_p$

l_v : longueur de la paille

l_p : longueur du palier

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche :

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

$$l = 1.60 + \sqrt{1.02^2 + 1.5^2} + 1.80 = 5.20\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 17.33\text{cm} \leq e \leq 26\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 18\text{ cm}$

C. Pré dimensionnement de la poutre palière

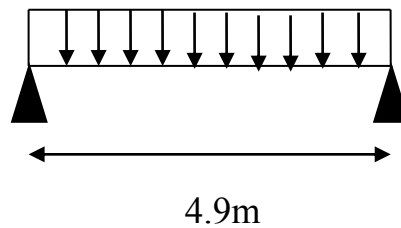


Figure II.12 : Schéma statique de la poutre palière.

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 30\text{cm} < h < 45\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 35\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{(VII.7.5)[4]}$$

On prend : $h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$.

D. troisième partie (volée 3)

- Calcul de l'épaisseur

La volée travail comme une console

$$e > \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq 7\text{cm}$$

On opte : $e=12\text{cm}$.

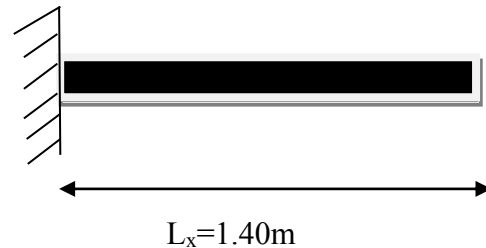


Figure II.13 : Schéma statique de la console.

II.2.5. Ascenseur

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Les caractéristiques d'ascenseur :

La Longueur : 160cm

La largeur : 210cm

La hauteur : 220cm

$V=1\text{m/s}$ → Vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$ (Charge due à la salle des machines).

$D_m = 82\text{KN}$ (Charge due à l'ascenseur).

$F_c = 102\text{KN}$ (Charge due à la rupture des câbles).

Annexe 4

Course maximale = 32m.

Poids de 08 personnes :

630 kg = 6.3KN (la charge nominale).

Donc $g = D_m + P_m + P_{\text{Personnes}}$

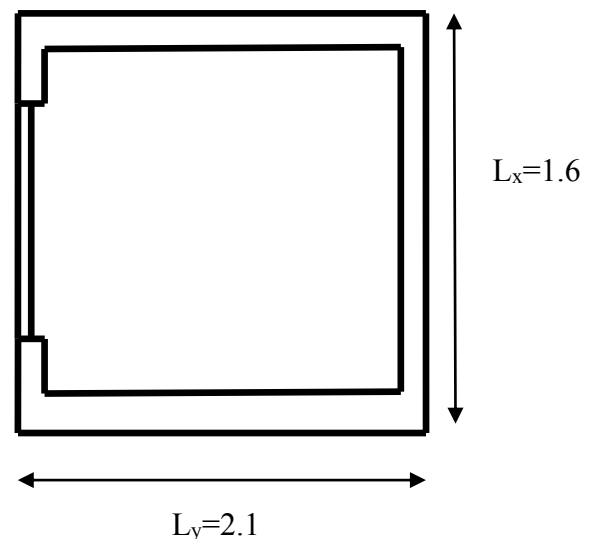


Figure II.14. Schéma d'ascenseur.

$$g = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.2.6. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher est soumise à son poids propre et une force horizontale.

- Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 80 \text{ cm}$.
- **Calcul de section de l'acrotère**

$$G = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{acrotère}}$$

$$S = (0.8 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05) / 2]$$

$$S = 0.0875 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente**
- **Poids propre**

On aura $G = 25 \times 0.0875 \times 1 = 2.187 \text{ KN/ml}$.

- **La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**

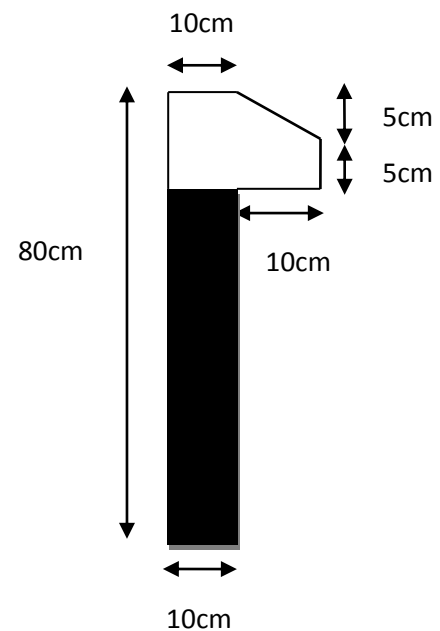


Figure II.15 : Schéma de l'acrotère.

II.2.7. La poutre de chaînage

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être Supérieure ou égale à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre projet la poutre sert d'appui pour la double cloison, Alors on prend $b = 25 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

❖ Toiture

Tableau. II.1 : Évaluation des charges sur la toiture.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tuile mécanique	/	0.40
Fermes en bois+pannes+cheverons	/	0.85
Dalle pleine	0.10	2.50
Enduit de mortier	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est : $G = 4.02 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de toiture est estimée $Q = 1. \text{KN/m}^2$.

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau. II.2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravions de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente (10%)	10	22	2,2
Isolation thermique	4	4	0,16
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Plancher à corps creux (16+4)	20	14,25	2,85

- La charge permanente totale est : $G_{\text{terrace}} = 6.53 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{\text{terrace}} = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

❖ Plancher étage courant ou commercial

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des	Epaisseur	Poids volumique	Poids (KN /m ²)
Revêtement	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher corps	20	14.25	2.85
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Cloison de séparation	10	10	1

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.25KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation : $Q = 1.5KN / m^2$, le cas d'un étage commercial : $Q = 5KN / m^2$.

❖ dalle plein (Les balcons)

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	12	25	3.00
Enduit en ciment	2	20	0.40

- La charge permanente totale est : $G_{balcon} = 4.6KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à : $Q = 3.5KN / m^2$.

❖ Mur extérieurs

Tableau. II.5 : Évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	15	9	1.35
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en	2	20	0.4
Enduit intérieur en ciment	15	18	0.27
Charge permanente totale	$G = 2,92 \text{ KN/m}^2$		

- La charge permanente totale est : $G_{mur} = 2.92 \text{ KN/m}^2$.

❖ Murs intérieurs

Tableau II.6 : Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	9	0.90
Enduit de plâtre	2	10	0.2

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 1.3 \text{ KN/m}^2$

❖ L'ascenseur

- Les charges d'exploitation est : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Tableau. II.7. Évaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.15 + 22 \times 0.05$	$S=L_x \times L_y = 2.1 \times 1.6$	$G''=F_c / S$ $=102/3.36$	$G_{totale} = G' + G'' = 4.85 + 30.35$
$G'=4.85 \text{ KN/m}^2$	$S=3.36$	$G''=30.35$	$G_{total} = 35.2$

❖ L'acrotère

Tableau II.8 : Évaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des Éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.0875	25	2.187
Enduit de ciment intérieur	1.5	0,015	20	0,24
Enduit de ciment extérieur	2	0,0154	20	0,31
Charge permanente totale	$G = 2.737 \text{ KN/ml}$			

❖ Les escaliers

• Palier

Tableau II.9 : Évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0.36
palier	0.12	25	3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanente	$G = 4.40 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- La volée de type I

Tableau II.10 : Évaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.013	20	0.28
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids de marches	0.17 (1/2)	22	1.87
volée	$0.18/\cos 32.90$	25	5.35
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

- $G_{\text{volée}} = 8.86 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau. II.11 : Évaluation des charges de la volée 1 et 3.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.013	20	0.28
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids de marches	0.17 (1/2)	22	1.87
volée	$0.12/\cos 33.63$	25	3.60
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

- $G_{\text{volée}} = 7.11 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- La volée de type II
- Deuxième partie

Tableau. II.12 : Évaluation des charges sur la volée de la deuxième partie

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.013	20	0.28
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids de marches	0.17 (1/2)	22	1.87
volée	0.18/cos35.75	25	5.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

- $G_{volée} = 9.05 \text{ KN/m}^2$; $Q_{escalier} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Les éléments structuraux sont des éléments qui participent au système de contreventement (poutres, poteaux, voiles).

II.4.1. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifié par l'article 7.7.1 du RPA version 2003, Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'il transmettent aux fondations

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{exigence du RPA (1).} \\ e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots \text{pour un voile simple (2). RPA(article 7.7.1)} \\ L \geq 4 e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile

Dans notre structure nous avons :

Sous-sol: $h_e = 2.72 - 0.20 = 2.52\text{m}$

RDC: $h_e = 4.59 - 0.20 = 4.39\text{m}$.

Étage courant : $h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86\text{ m}$

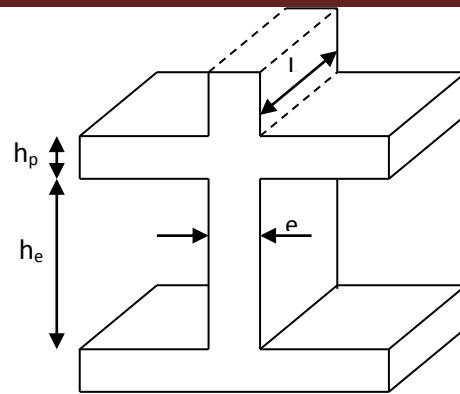


Figure II.16 : Coupe verticale d'un voile.

On a : pour le sous-sol : $e \geq \max \left[\frac{252}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$ donc on opte pour $e = 20\text{cm}$.

Pour le RDC ; $e \geq \max \left[\frac{439}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow e \geq 21.75\text{cm}$ donc on opte pour $e = 25\text{cm}$.

Pour le 1^{er} étage jusqu'au 10^{ème} étage : $e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15\text{cm} \right]$; donc on opte pour $e = 20\text{cm}$

• Vérification

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{D'où } L_{\min} \geq 96 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L = 100 \text{ cm.}$$

II.4.2. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires

II.4.2.1. Les poutres principales (P.P)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

a) critère de rigidité

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Selon BAEL91}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis. ($L_{\max} = 520 - 30 = 490\text{cm}$)

$$\Rightarrow 32.66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}.$$

On prend : h=45cm.

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ selon (II-3) BAEL 91

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

On prend : b = 30 cm.

b) Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (2) \quad \text{[Article 7.5.1] [2]} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 1.5 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

II.4.2.2. Les poutres secondaires (P.S)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

a) critère de rigidité

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Selon BAEL91}$$

L_{\max} : portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 490 - 40 = 450\text{cm}$).

$\Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$.

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

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ **BAEL 91 (II-3)**

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

b) Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{[Article 7.5.1] [2]} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 1.33 < 4.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

c) Vérification de la flexibilité (selon BAEL91)

$$h/L_{max} \geq 1/16 \Rightarrow h \geq L_{max}/16 = 450 / 16 = 28.125 \text{ cm}$$

On a $h = 40 \text{ cm} > 28.125 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$.

II.4.3.Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs du système planchers poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent de chaînage vertical, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centré selon les règles de BEAL 91, on applique le critère de résistance et les critères de stabilité de forme et suivant les exigences de RPA99/ version 2003.

❖ Le pré dimensionnement des poteaux

● Stabilité de forme (flambement)

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h^3}{12} \quad ; B_r = (h - 2cm) \times (b - 2cm)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

- **Résistance à la compression :** $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

Les conditions de l'RPA

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

On a : h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 4.59\text{m}$ Pour le RDC

$h_e = 2.72\text{m}$ pour le sol (stockage).

$h_e = 3.06\text{m}$ Pour l'étage courant

II.5. Descente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.

Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Le sous-sol et RDC : $60 \times 60\text{cm}^2$

✓ 1^{er}, 2^{ème} Étage : $55 \times 55\text{cm}^2$, 3^{ème}, 4^{ème} Étage : $50 \times 50\text{cm}^2$

✓ 5^{ème}, 6^{ème} Étage : $45 \times 45\text{cm}^2$, 7^{ème}, 8^{ème} Étage : $40 \times 40\text{cm}^2$

✓ 9^{ème}, 10^{ème} Étage : $35 \times 35\text{cm}^2$

- **La loi de dégression**

Dans notre projet nous avons plus de 5 niveaux, nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients)

- **Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour les étages a usage d'habitations.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Sous toiture ou Terrasse : Q_0

Etage 10 : $Q_0 + Q$

Etage 9 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 8 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 7 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir de 5^{ème} étage on aura toujours Q (étage précédent) $+ 0.5Q$.

DTR B.C 2.2

II.5.1. Les différents poteaux choisis pour la descente de charges

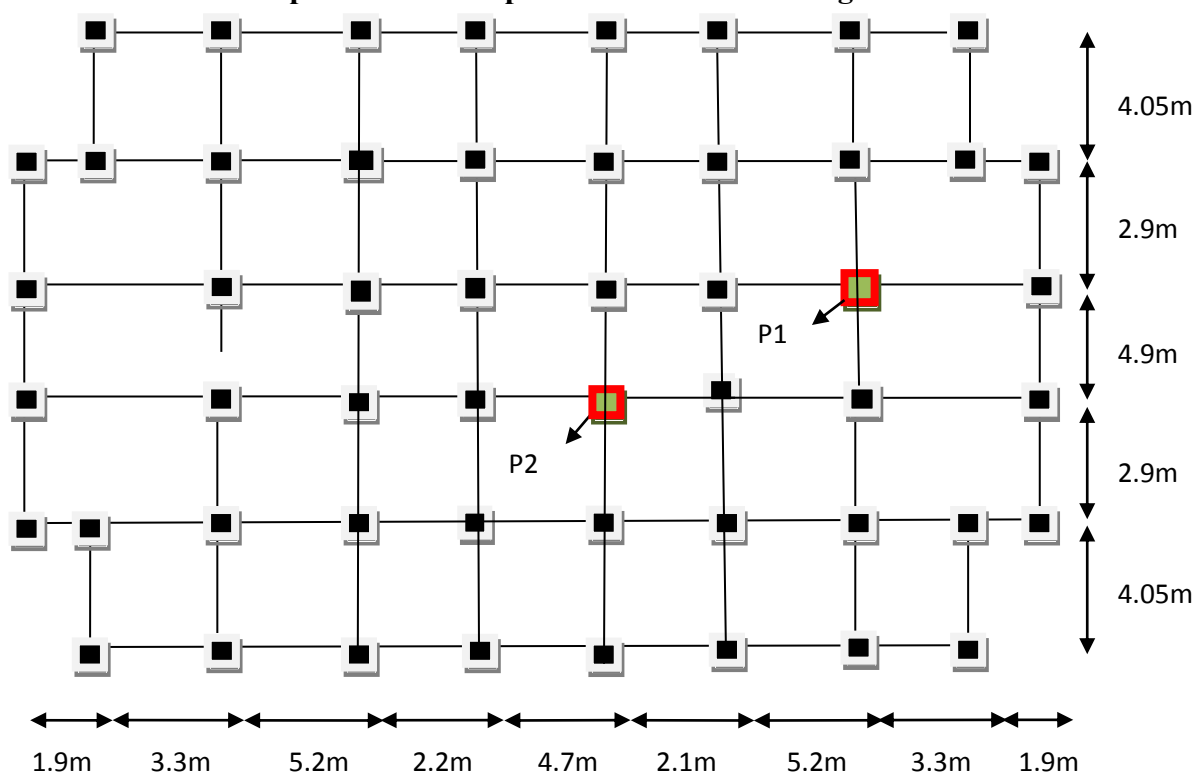


Figure II.17 : Repérage des poteaux pour la descente de charge.

II.5.1.1.Descente des charges pour le poteau P1 (centré)

a. Calcul des surfaces afférentes :

❖ Terrasse inaccessible ou toiture et étage courant 9^{ème} et 10^{ème}

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.45 + 2.45 + 0.3) * (1.3 + 0.3 + 2.3) - 0.3 * 0.3$$

$$S = 20.19 \text{m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (2.45 + 2.45) * (2.3 + 1.3) \Rightarrow S = 17.64 \text{m}^2$$

• Poids des poutres

$$L_{pp} = 2.45 + 2.45 = 4.9 \text{m}^2$$

$$L_{ps} = 2.3 + 1.3 = 3.6 \text{m}^2$$

$$G_{pp} = 0.3 * 0.45 * 4.9 * 25 = 16.53 \text{KN}.$$

$$G_{ps} = 0.3 * 0.40 * 3.6 * 25 = 10.80 \text{KN}$$

$$G_{poutre} = 16.53 + 10.80 = 27.33 \text{KN}.$$

❖ RDC et étage courant (1^{ère} jusqu'à 8^{ème})

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.45 + 2.45 + 0.3) * (1.3 + 0.3 + 2.3) - 0.3 * 0.3$$

$$S = 20.19 \text{m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (2.45 + 2.45) * (2.3 + 1.3) \Rightarrow S = 17.64 \text{m}^2$$

• Poids des poutres

$$L_{pp} = 2.45 + 2.45 = 4.9 \text{m}^2$$

$$L_{ps} = 2.3 + 1.3 = 3.6 \text{m}^2$$

$$G_{pp} = 0.3 * 0.45 * 4.9 * 25 = 16.53 \text{KN}.$$

$$G_{ps} = 0.3 * 0.40 * 3.6 * 25 = 10.80 \text{KN}.$$

$$G_{poutre} = G_{poutre\ secondaire} + G_{poutre\ principale}$$

$$G_{poutre} = 16.53 + 10.80 = 27.33 \text{KN}$$

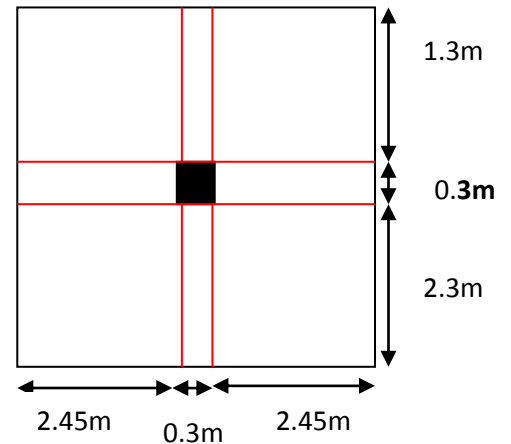


Figure II.18 : Surface afférente pour N9, N10

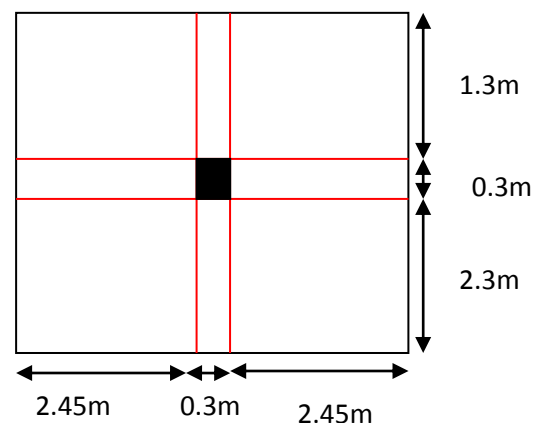


Figure II.19 : Surface afférente pour N1 Jusqu'à N8.

- Les charges et surcharges

- Pour la toiture

$$G=17.64*4.02\cos(21.12^\circ)=66$$

$$Q=20.19*1*\cos(21.12^\circ)=18.83\text{KN.}$$

- Planchers terrasse accessible

$$G = 17.64 * 6.99 = 123.30\text{KN}$$

$$Q = 20.19 * 1.5 = 30.28\text{KN}$$

- Planchers terrasse inaccessible

$$G=17.64*6.53=115.19\text{KN}$$

$$Q=20.19*1=20.19\text{KN}$$

- Etages courants (RDC, 1^{ère} étage jusqu'à 10^{ème} étage)

$$G = 17.64 * 5.25 = 92.61\text{KN}$$

$$Q = 20.19 * 1.5 = 30.28\text{KN}$$

- Etages commercial RDC

$$Q=17.64*5=88.2\text{KN.}$$

- Poids des poteaux

- Le poids propre des poteaux : $25 \times b \times h \times h_{\text{étage}}$
- Poteaux (60,60) cm² → G=24.48KN → Sous-sol
- Poteaux (60,60) cm² → G=41.31KN → RDC
- Poteaux (55,55) cm² → G=23.14KN → 1^{ère}, 2^{ème} étage
- Poteaux (50, 50) cm² → G=19.12KN → 3^{ème}, 4^{ème} étage
- Poteaux (45,45) cm² → G=15.49KN → 5^{ème}, 6^{ème} étage
- Poteaux (40,40) cm² → G=12.24KN → 7^{ème}, 8^{ème} étage
- Poteaux (35,35) cm² → G=9.37KN → 9^{ème}, 10^{ème} étage

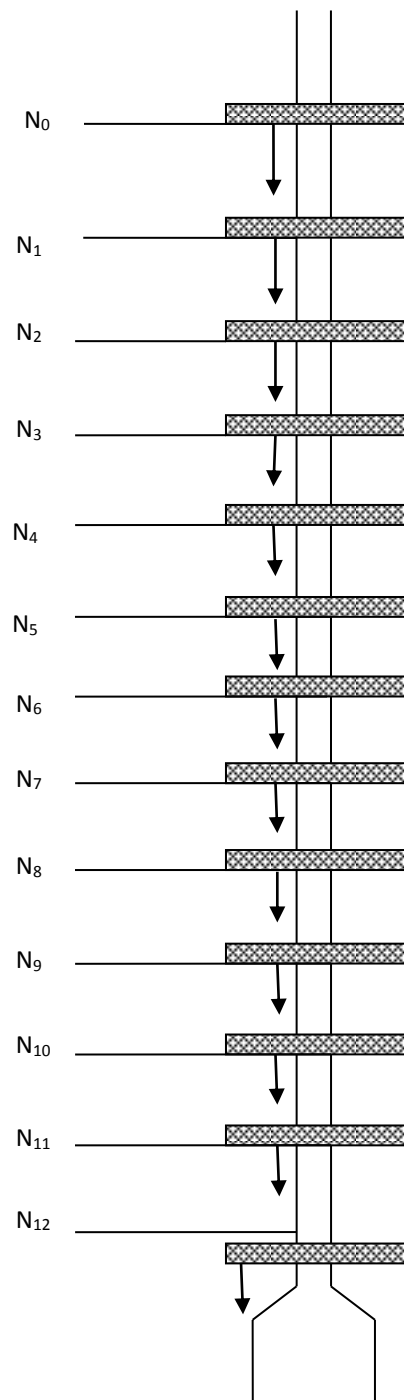


Figure II.20 : Schéma de la descente de charge.

La dégression des charges

$$Q_0 = 20.19 KN$$

$$N_1 : Q_1 = Q_0 + 30.28 = 50.47 KN$$

$$N_2 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 30.28 = 77.72 KN$$

$$N_3 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 30.28 = 101.94 KN$$

$$N_4 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 30.28 = 123.14 KN$$

$$N_5 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 30.28 = 141.31 KN$$

$$N_6 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 30.28 = 156.45 KN$$

$$N_7 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 30.28 = 171.59 KN$$

$$N_8 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 30.28 = 186.73 KN$$

$$N_9 : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 30.28 = 201.87 KN$$

$$N_{10} : Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 30.28 = 217.01 KN$$

$$N_{RDC} : Q_{RDC} = Q_{10} + 82.4 = 299.41 KN$$

$$N_{sous-sol} : Q_{SS} = Q_{RDC} + 82.4 = 381.81 KN.$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau central sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Descente de charge de poteau central.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Terrasse inaccessible	115.19	20.19
	pp (30*45)	16.53	
	Ps (30*40)	10.8	
	Total	131.72	
N1	Venant de N0	131.72	50.47
	Plancher étage courant	92.61	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	261.03	
N2	Venant de N1	261.03	77.72
	Plancher d'étage (16+4) cm	92.61	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.80	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	390.34	

N3	Venant de N2	390.34	101.94
	Plancher d'étage (16+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.80	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
	Total	504.56	
N4	Venant de N3	504.56	123.14
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
	Total	618.78	
N5	Venant de N4	618.78	141.31
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (45*45) cm ²	15.49	
	Total	736.25	
N6	Venant de N5	736.25	156.45
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.80	
	Poteau (45*45) cm ²	15.49	
	Total	853.72	
N7	Venant de N6	853.72	171.59
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	
	Total	974.82	
N8	Venant de N7	974.82	186.73
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*40) cm ²	16.53	
	PS (30*35) cm ²	10.80	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	
	Total	1095.92	
N9	Venant de N8	1095.92	201.87
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*45) cm ²	16.53	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1221.04	
	Venant de N9	1221.04	
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	

N10	PP (30*40) cm ²	16.53	217.01
	PS (30*35) cm ²	10.8	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1346.16	
N _{RDC}	Venant de N10	1346.16	299.41
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	PP (30*40) cm ²	16.53	
	PS (30*35) cm ²	10.80	
	Poteau (60*60) cm ²	41.31	
	Total	1489.45	
N _{SOUS-SOL}	Venant de N10	1489.45	381.81
	Plancher d'étage (20+4) cm	74.65	
	pp (30*45) cm ²	16.53	
	Ps (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (60*60) cm ²	24.48	
	Total	1615.91	
Nu=1,35Gt+1,5Qt		Nu=	2754.19

II.5.1.2. Poteau P2 (poteau de la cage d'escalier)

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.2+0.9+0.3) \times (1.3+0.3+2.3) - 0.3 \times 0.3 = 13.17 \text{m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (2.2+0.9) \times (2.3+1.3) \Rightarrow S = 11.16 \text{m}^2$$

- **Poids des poutres**

$$L_{pp} = 2.2 + 0.9 = 3.1 \text{m}$$

$$L_{ps} = 2.3 + 1.30 = 3.6 \text{m}^2$$

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 3.1 \times 25 = 10.46 \text{KN.}$$

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.40 \times 3.6 \times 25 = 10.8 \text{KN}$$

$$G_{poutre} = 10.46 + 10.80 = 21.26 \text{KN}$$

- **Les charges et surcharges**

- Pour la toiture :

$$G = 11.16 \times 4.02 \cos(21.12^\circ) = 41.85 \text{KN.}$$

$$Q = 13.17 \times 1 \times \cos(21.12^\circ) = 12.28 \text{KN.}$$

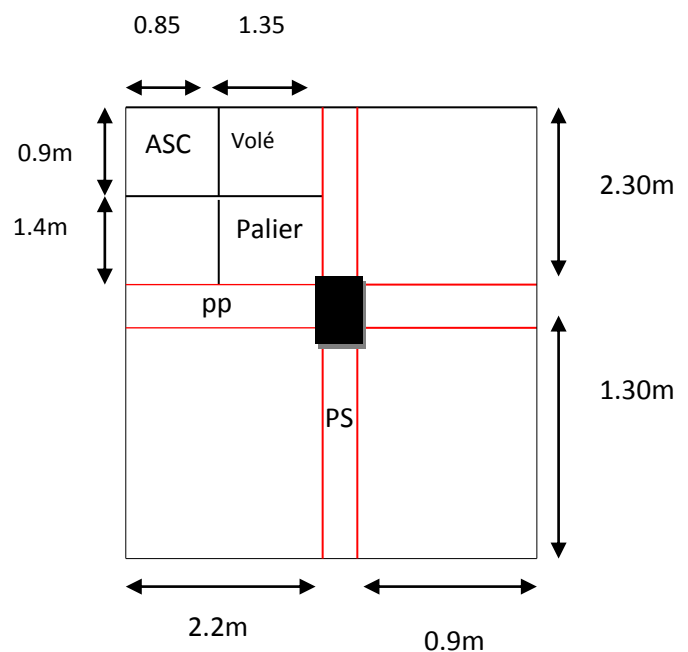


Figure II.21 : Surface afférente pour N1...N12.

- Planchers terrasse inaccessible

$$G=11.16*6.53=72.87KN$$

$$Q=13.17*1=13.17KN$$

- Etages commercial RDC

$$G=11.16*5.25=58.59KN.$$

$$Q=13.17*5=65.85KN.$$

- Etage courant 1^{ère} jusqu'à 10^{ème} étage :

$$G=11.16*5.25=58.59KN$$

$$Q=13.17*1.5=19.75KN.$$

- Poids de l'acrotère :

$$G = 2.737 \times (2.2 + 0.9) = 8.48KN$$

$$Q=1 \times (2.2+0.9)=3.1KN$$

- Palier :

$$G = 1.89 \times 4.40 = 8.32KN$$

$$Q = 1.89 \times 2.5 = 4.72KN$$

- la volée type

$$G = 1.21 \times 23.27 = 28.16KN$$

$$Q = 1.21 \times 2.5 = 3.02KN$$

- la volée type III

$$G = 1.21 \times 16.16 = 19.55KN$$

$$Q = 1.21 \times 2.5 = 3.02KN$$

- Poids de l'ascenseur :

$$G=0.76*35.2=26.75KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau de la cage d'escalier sont représentés dans le tableau suivant :

Tableaux. II.14 : Descente de charge de poteau de la cage d'escalier.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture	41.85	28.55
	Acrotère	8.48	
	Terrasse inaccessible	72.87	
	pp (30*45)	10.46	
	Ps (30*40)	10.8	
	Total	144.46	
N1	Venant de N0	144.46	56.04
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	Plancher étage courant	58.59	
	PP (30*45) cm ²	10.46	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	288.3	
N2	Venant de N1	288.3	80.78
	Plancher d'étage (16+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*45) cm ²	10.46	
	PS (30*40) cm ²	10.80	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	432.14	
N3	Venant de N2	432.14	102.77
	Plancher d'étage (16+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*45) cm ²	10.46	
	PS (30*40) cm ²	10.80	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
	Total	578.85	
N4	Venant de N3	578.85	102.77
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	25.34	
	palier	8.62	
	volée	11.40	
	PP (30*45) cm ²	10.46	

	PS (30*40) cm ²	10.8	122.01
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
	Total	725.56	
N5	Venant de N4	725.56	138.51
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*45) cm ²	10.46	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (45*45) cm ²	15.49	
	Total	875.52	
	N6	Venant de N5	
Plancher d'étage (20+4) cm		58.59	
Ascenseur		26.75	
palier		8.32	
volée		19.55	
PP (30*45) cm ²		10.46	
PS (30*40) cm ²		10.80	
Poteau (45*45) cm ²		15.49	
Total		1025.48	
N7	Venant de N6	1025.48	165.99
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*45) cm ²	10.46	
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	
	Total	1179.07	
N8	Venant de N7	1179.07	179.73
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*40) cm ²	10.46	
	PS (30*35) cm ²	10.80	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	
	Total	1332.66	
N9	Venant de N8	1332.66	179.73
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	

	PP (30*45) cm ²	10.46	193.48
	PS (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1479.47	
N10	Venant de N9	1479.47	207.22
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	19.55	
	PP (30*40) cm ²	10.46	
	PS (30*35) cm ²	10.8	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1637.08	
N _{RDC}	Venant de N10	1637.08	234.71
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	Ascenseur	26.75	
	palier	8.32	
	volée	28.16	
	PP (30*40) cm ²	10.46	
	PS (30*35) cm ²	10.80	
	Poteau (60*60) cm ²	41.31	
	Total	1821.47	
N _{SOUS-SOL}	Venant de N10	1821.47	262.2
	Plancher d'étage (20+4) cm	58.59	
	palier	8.32	
	volée	10.95	
	pp (30*45) cm ²	10.46	
	Ps (30*40) cm ²	10.8	
	Poteau (60*60) cm ²	24.48	
	Total	1948.07	
Ns= Gt+Qt		Ns=	2210.27
Nu=1,35Gt+1,5Qt		Nu=	3023.19

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.Après majoration on trouve : $N_u = 3325.51\text{KN}$.

II.6. Vérifications

II.6.1. Vérification des poteaux à la compression simple

- L'effort normal ultime

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3325.51 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.22 \text{m}^2$$

On a $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{m}^2$.

$B = 0.36 \text{m}^2 \geq 0.22 \text{m}^2$ Condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux :

Tableau. II. 15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

	Nu(KN)	Sections (m ²)	Condition $B_{adop} > B_{cal}$		Observation
			B_{adop}	B_{cal}	
S-SOL	3325.51	0.6*0.6	0.36	0.22	vérifiée
RDC	3092.15	0.6*0.6	0.36	0.206	
1 ^{ère} étage	2772.97	0.55*0.55	0.302	0.185	
2 ^{ème} étage	2516.25	0.55*0.55	0.302	0.167	
3 ^{ème} étage	2275.55	0.50*0.50	0.25	0.152	
4 ^{ème} étage	2024.80	0.50*0.50	0.25	0.135	
5 ^{ème} étage	1751.38	0.45*0.45	0.202	0.116	
6 ^{ème} étage	1528.69	0.45*0.45	0.202	0.102	
7 ^{ème} étage	1278.77	0.40*0.40	0.16	0.085	
8 ^{ème} étage	1029.16	0.40*0.40	0.16	0.068	
9 ^{ème} étage	778.01	0.35*0.35	0.122	0.052	
10 ^{ème} étage	520.59	0.35*0.35	0.122	0.035	

II.6.2. Vérification du critère de stabilité de forme

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$; a et b : dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% \cdot B_r$ on prend $A_s = 1\% \cdot B_r$

BAEL 91(7-4-2)

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

• **Vérification du poteau de sous-sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.72 = 1.904 \text{ m.}$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.904}{0.173} = 11 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$B_r \geq \frac{3325.51 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.182 \text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.33 \text{m}^2$$

$0.33 > 0.161$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Vérification des poteaux au flambement.

Poteau	Nu(KN)	B(m ²)	l _r	I	i	λ	α	B _{rcal}	B _{radop}	Condition $B_{radop} \geq B_{rcal}$
Sous-sol	3325.51	0.36	1.904	1.08×10^{-2}	0.173	11	0.83	0.182	0.33	vérifiée
RDC	3092.15	0.36	3.213	1.08×10^{-2}	0.173	18.57	0.80	0.169	0.33	
1 ^{ère} étage	2772.97	0.302	2.142	7.62×10^{-3}	0.159	13.471	0.82	0.152	0.28	
2 ^{ème} étage	2516.25	0.302	2.142	7.62×10^{-3}	0.159	13.471	0.82	0.138	0.28	
3 ^{ème} étage	2275.55	0.25	2.142	5.21×10^{-3}	0.144	14.875	0.82	0.124	0.23	
4 ^{ème} étage	2024.80	0.25	2.142	5.21×10^{-3}	0.144	14.875	0.82	0.110	0.23	
5 ^{ème} étage	1751.38	0.202	2.142	3.42×10^{-3}	0.130	16.477	0.81	0.096	0.18	
6 ^{ém} étage	1528.69	0.202	2.142	3.42×10^{-3}	0.130	16.477	0.81	0.083	0.18	
7 ^{ém} étage	1278.77	0.16	2.142	2.13×10^{-3}	0.115	18.626	0.80	0.070	0.14	
8 ^{ém} étage	1029.16	0.16	2.142	2.13×10^{-3}	0.115	18.626	0.80	0.056	0.14	
9 ^{ém} étage	778.01	0.122	2.142	1.25×10^{-3}	0.101	21.208	0.79	0.042	0.11	
10 ^{ème} étage	520.59	0.122	2.142	1.25×10^{-3}	0.101	21.208	0.79	0.028	0.11	

On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

II.7. Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Caractéristiques des éléments structuraux.

Eléments	largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	45
Poutres secondaires	30	40
Poteaux du sous-sol et le RDC	60	60
Poteaux du 1er, 2ème	55	55
Poteaux du 3ème, 4ème étage	50	50
Poteaux du 5ème et 6ème étage	45	45
Poteaux du 7ème ,8ème étage	40	40
Poteaux du 9ème, 10ème étage	35	35
Voiles de contreventement	e =20cm pour étage courant e=25cm pour sous-sol et RDC	

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers

III.1.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BALL91, CBA93, RPA99 /2003.....)

III.1.2. Etude des planchers

III.1.2.1. Définition

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est à dire :

$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.3. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

❖ **Disposition**

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- **critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre bâtiment, le sens de disposition des poutrelles dépend de critère de continuité

2. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16+4) \text{ cm}$.

- **Détermination de la largeur de la table de compression**

h : Hauteur du plancher = 20 cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4; 0.6) \times h = (9.6; 14.4) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

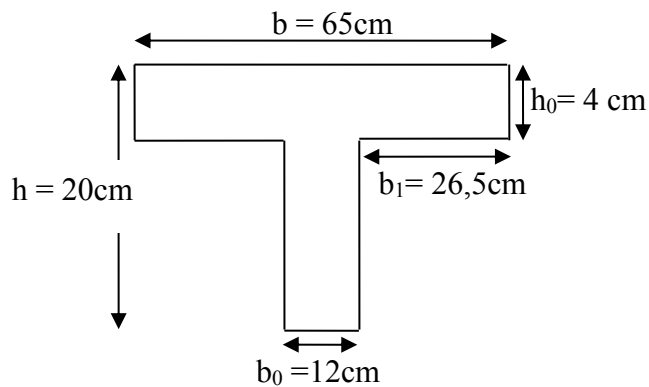
$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{260}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 26)$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

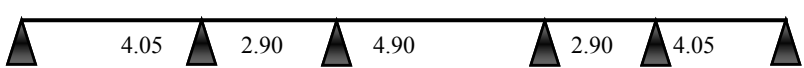
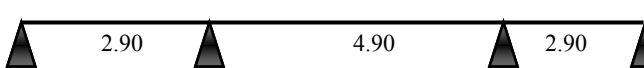

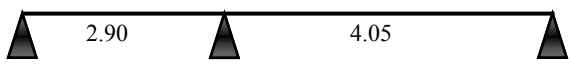
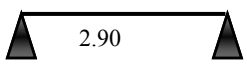
$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$b = 65 \text{ cm}$

**1. Les Différents types de poutrelles**

On a 5 types des poutrelles.

Tableau III.1 : Différent types des poutrelles.

	Schéma statique	Plancher
Type 1		Sous-sol Étage commercial 1 ^{er} étage Étage courant
Type 2		Étage courant
Type 3		9 ^{em} étage
Type 4		Sous-sol Étage commercial 1 ^{er} étage 9 ^{em} étage
Type 5		Étage courant

❖ Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6,53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,53 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,70 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,53 + 1) \times 0,65 = 4,89 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :** $G = 5,25 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,069 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (5,25 + 1,5) \times 0,65 = 4,387 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher première étage :** $G = 5,25 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,044 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times b = (5,25 + 2,5) \times 0,65 = 5,037 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher rez de chaussée et sous-sol :** $G = 5,25 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,481 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (5,25 + 5) \times 0,65 = 6,662 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaison d'action et calcul des charges****Tableau III.2:** Combinaison d'action.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,53	1,0	10,31	6,70	7,53	4,89
Plancher Etage courant	5,25	1,5	9,337	6,069	6,75	4,387
Premier Etage courant	5,25	2,5	10,837	7,044	7,75	5,037
RDC et sous-sol	5.25	5,0	14,587	9,481	10,25	6,662

2. Calcul des sollicitations➤ **Méthodes de calcul**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on applique les méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot
- Méthode de Caquot minoré

a. Méthode forfaitaire :Annexe E.1 du BAEL 91 (Art III.2)

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres continues et les dalles pleines portantes dans un seul sens, si les conditions suivantes sont vérifiées : (BAEL91 art B.6.2, 210).

- le plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN}/m^2)$
- le rapport entre deux travées successives doit être compris $[0.8; 1.25] : 0.8 \leq \leq 1.25$.
- le moment d'inertie **I** constant dans toute la poutre.
- la fissuration peu nuisible F.P.N (les poutrelles se calculent en F.P.N).

* Si l'une des trois dernières conditions n'est pas satisfaite on applique la méthode de caquot minoré *

❖ **Exposée de la méthode : CBA (Art B.6.2.1.0)**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient qui traduit l'importance de la

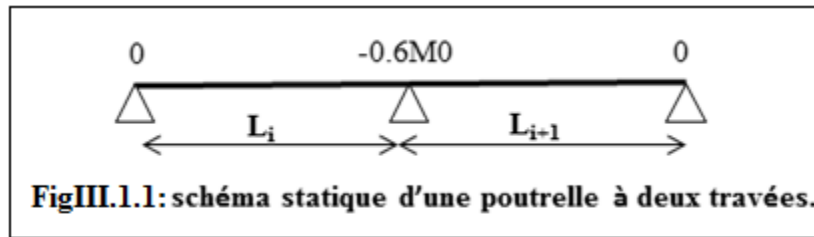
surcharge Q par rapport à l'ensemble des charge.

➤ **Moments sur appuis**

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (acières de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à (- 0,15M₀).

- Appuis intermédiaires :

➤ Poutres à deux travées :

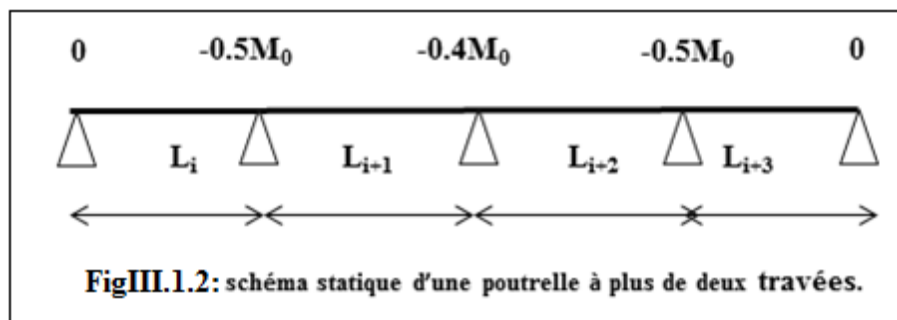


$M = -0.6M_0$

Avec :

M_0 : maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré $M_0 = ql^2/8$.

➤ Poutres à plus de deux travées



Pour les appuis voisins de rives $M_a = -0.5M_0$.

-Pour les autres appuis intermédiaires $M_a = -0.4M_0$.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_{0i} = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

➤ Moment en Travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

- (a) : Si c'est une travée de rive.
 (b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

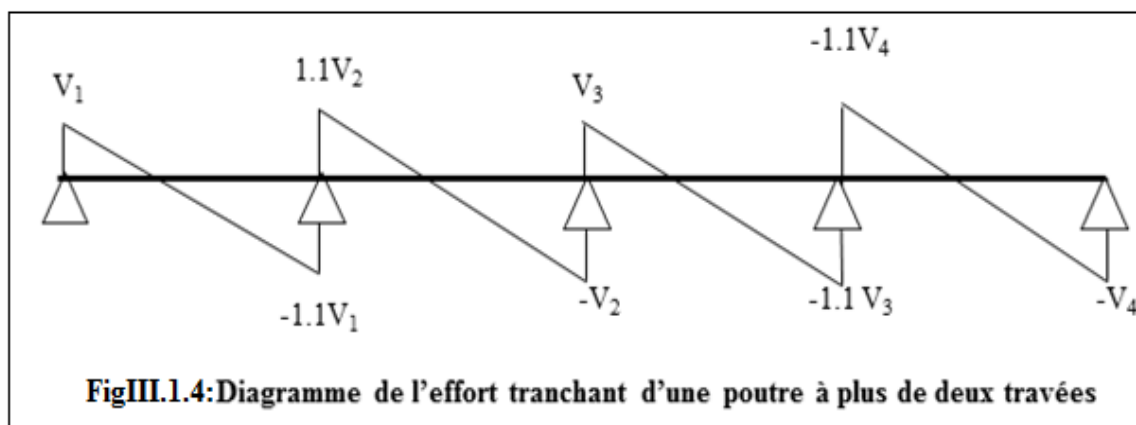
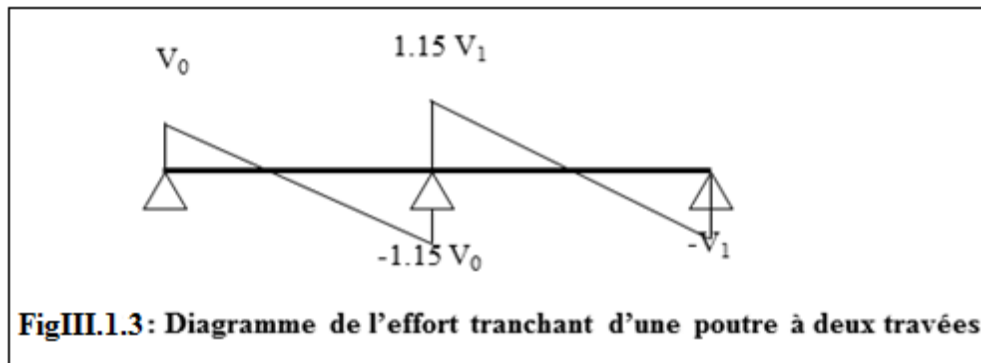
- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement ou par la méthode de RDM.

-Forfaitairement : en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.



b. Méthode de Caquot

- Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ Moment en appuis

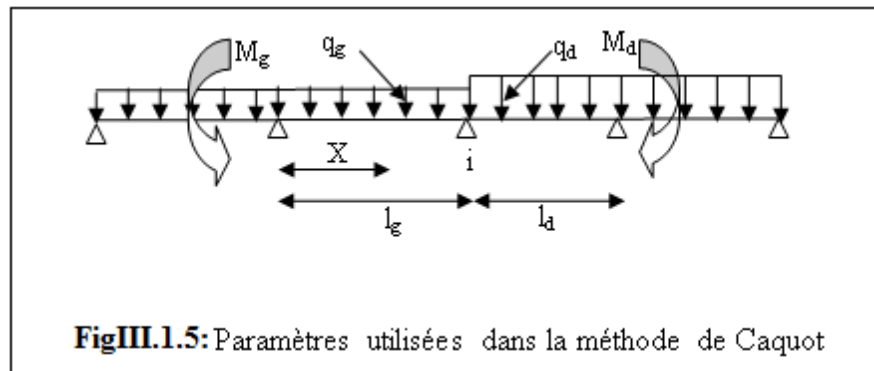
$$M_i = \frac{q_g L_g^3 + q_d L_d^3}{8,5(L_g' + L_d')}$$

Tel que :

- ✓ L_g' et L_d' : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

➤ Moment en travée



$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2} (L - X) M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{qL}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

➤ L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \frac{L}{2} - qX - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

C. Méthode de Caquot minoré :**- Conditions d'application :**

On applique la méthode de Caquot minoré pour le calcul des planchers à surcharge modérée c.-à-d. :

$Q \leq \min(2G, 5 \text{kn/m}^2)$; lorsque les trois derniers conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

- Principe de la méthode :

L'application de la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à l'application de la méthode de Caquot avec une petite modification :

On minore G par un coefficient de $2/3$ pour le calcul des moments aux appuis seulement, et on reprendre la totalité de G pour calculé les moments en travées, Soit ; $G = 2/3G$.

3. Exemples de calcul

Etude d'une poutrelle à 5 travées (poutrelle Type 1) :

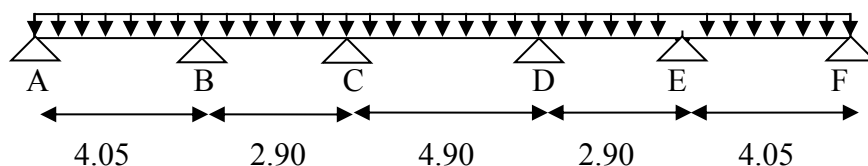


Figure III.1.6 : schéma statique de la poutrelle type 1.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. $Q = (1 ; 1.5 ; 5 ; 2.5) \leq 5 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
2. Les rapports entre deux travées successives sont résumés dans le tableau III.3.
3. Les sections sont constantes sur toutes les travées.
4. La fissuration est considérée comme peut nuisible.

Tableau III.3: Vérification de la deuxième condition d'application de la méthode forfaitaire.

Types	Li/Li+1	Observations
1	1,39/0,59/1,68/0,71	Non vérifiée
2	0,59/1,68	Non vérifiée
3	0,59/1,68/0,71	Non vérifiée
4	0,71	Non vérifiée
5	2,90	Non vérifiée

Cette condition n'est pas satisfaite pour tous les types des poutrelles.

Donc on applique la méthode de Caquot minoré pour calculées les différents sollicitations.

❖ **Pour le plancher étage courant**

a. calcul des sollicitations

- À l'ELU : $p_u = 6,069 \text{ KN/m}$

- À l'ELS : $p_s = 4,387 \text{ KN/m}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

b. Calcul des moments aux appuis

On minoré G avec un coefficient de 2/3 pour calculée les moments aux appuis

$$G' = G \cdot 2/3 \Rightarrow G' = 2 \cdot 5,25/3$$

$$G' = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des sollicitations**

- À l'ELU : $p'_u = (1,35 G' + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 3,5 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,533 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $p'_s = (G' + Q) \times b = (3,5 + 1,5) \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

• **Appuis de rive**

$M_A = M_F = 0$ mais il faut mettre des aciers de fissuration selon le BAEL

$$M_A = M_F = -0,15 M_0 \quad \text{avec } M_0 = \max(M_0^1 ; M_0^2)$$

- **À l'ELU**

$$M_0^1 = M_0^2 = p'_u \times l^2 / 8$$

$$M_0 = \frac{4,533 \times 4,05^2}{8} = 9,294 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0,15 \times 9,294 = -1,394 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS**

$$M_0^1 = M_0^2 = p'_s \times l^2 / 8$$

$$M_0 = \frac{3,25 \times 4,05^2}{8} = 6,663 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0,15 \times 6,663 = -0,999 \text{ KN.m}$$

• **Appui B**

- **À l'ELU**

$$M_B = - \frac{p'_g \times l_g^3 + p'_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

$$M_B = - \frac{4,533 \times (4,05^3 + 2,32^3)}{8,5 \times (4,05 + 2,32)}$$

$$M_B = - 6,606 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_B = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_B = - \frac{3,25 \times (4,05^3 + 2,32^3)}{8,5 \times (4,05 + 2,32)}$$

$$M_B = - 4,736 \text{ KN.m}$$

• Appui C

- À l'ELU

$$M_C = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_C = - \frac{4,533 \times (2,32^3 + 3,92^3)}{8,5 \times (2,32 + 3,92)}$$

$$M_C = - 6,215 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_C = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_C = - \frac{3,25 \times (2,32^3 + 3,92^3)}{8,5 \times (2,32 + 3,92)}$$

$$M_C = - 4,456 \text{ KN.m}$$

• Appui D

- À l'ELU

$$M_D = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_D = - \frac{4,533 \times (2,32^3 + 3,92^3)}{8,5 \times (2,32 + 3,92)}$$

$$M_D = - 6,215 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_D = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_D = - \frac{3,25 \times (2,32^3 + 3,92^3)}{8.5 \times (2,32 + 3,92)}$$

$$M_D = - 4,456 \text{ KN.m}$$

• Appui E

- À l'ELU

$$M_E = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_E = - \frac{4,533 \times (2,32^3 + 4,05^3)}{8.5 \times (2,32 + 4,05)}$$

$$M_E = - 6,606 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_E = - \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$M_E = - \frac{3,25 \times (2,32^3 + 4,05^3)}{8.5 \times (2,32 + 4,05)}$$

$$M_E = - 4,736 \text{ KN.m}$$

c. Calcul les moments en travées

On revient à la charge réel pour calculée les moments aux appuis

- À l'ELU : $p_u = 6,069 \text{ KN/m}$

- À l'ELS : $p_s = 4,387 \text{ KN/m}$

✓ Travée AB

- À l'ELU

$$M(x) = M_0(x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_A - M_B}{p \times l}. \Rightarrow x = \frac{4,05}{2} - \frac{6,606}{6,069 \times 4,05}$$

$$x = 1,75 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,069 \times 1,75}{2} \times (4,05 - 1,75).$$

$$M_0(x) = 12,213 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 12,213 - 6,606 \times \left(\frac{1,75}{4,05}\right).$$

D'où : $M_{tAB} = 9,358 \text{ KN.m}$.

- À l'ELS

$$M(x) = M_0(x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$M_0(x) = \frac{4,387 \times 1,75}{2} \times (4,05 - 1,75).$$

$$M_0(x) = 8,828 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8,828 - 4,736 \times \left(\frac{1,75}{4,05}\right).$$

D'où :

$$M_{tAB} = 6,781 \text{ KN.m}$$

✓ Travée BC

- À l'ELU

$$M(x) = M_0(x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_C \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_B - M_C}{p \times l} \Rightarrow x = \frac{2,90}{2} + \frac{6,606 - 6,215}{6,069 \times 2,90}$$

$$x = 1,47 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,069 \times 1,47}{2} \times (2,90 - 1,47).$$

$$M_0(x) = 6,378 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6,378 - 6,606 \times \left(1 - \frac{1,47}{2,90}\right) - 6,215 \times \left(\frac{1,47}{2,90}\right).$$

D'où : $M_{tBC} = -0,008 \text{ KN.m}$.

- À l'ELS

$$M(x) = M_0(x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_C \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$M_0(x) = \frac{4,387 \times 1,47}{2} \times (2,90 - 1,47).$$

$$M_0(x) = 4,610 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4,610 - 4,736 \times \left(1 - \frac{1,47}{2,90}\right) - 4,456 \times \left(\frac{1,47}{2,90}\right).$$

D'où : $M_{tBC} = 0,032 \text{ KN.m}$.

✓ Travée CD

- À l'ELU

$$M(x) = M_0(x) + M_C \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_C - M_D}{p \times l}. \Rightarrow x = \frac{4,90}{2} + \frac{6,215 - 6,215}{6,069 \times 4,90}$$

$$x = 2,45m$$

$$M_0(x) = \frac{6,069 \times 2,45}{2} \times (4,90 - 2,45).$$

$$M_0(x) = 18,214 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 18,214 - 6,215 \times \left(1 - \frac{2,45}{4,90}\right) - 6,215 \times \left(\frac{2,45}{4,90}\right).$$

$$\text{D'où : } Mt_{CD} = 12 \text{ KN.m.}$$

- À l'ELS

$$M(x) = M_0(x) + M_C \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$M_0(x) = \frac{4,387 \times 2,45}{2} \times (4,90 - 2,45).$$

$$M_0(x) = 13,166 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 13,166 - 4,456 \times \left(1 - \frac{2,45}{4,90}\right) - 4,456 \times \left(\frac{2,45}{4,90}\right).$$

$$\text{D'où : } Mt_{CD} = 8,71 \text{ KN.m.}$$

✓ Travée DE

- À l'ELU

$$M(x) = M_0(x) + M_D \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_E \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_D - M_E}{p \times l}. \Rightarrow x = \frac{2,90}{2} + \frac{6,215 - 6,606}{6,069 \times 2,90}$$

$$x = 1,43m$$

$$M_0(x) = \frac{6,069 \times 1,43}{2} \times (2,90 - 1,43).$$

$$M_0(x) = 6,378 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6,378 - 6,215 \times \left(1 - \frac{1,43}{2,90}\right) - 6,606 \times \left(\frac{1,43}{2,90}\right).$$

D'où : $M_{tDE} = 0,035 \text{ KN.m}$.

- À l'ELS

$$M(x) = M_0(x) + M_D \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_E \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$M_0(x) = \frac{4,387 \times 1,43}{2} \times (2,90 - 1,43).$$

$$M_0(x) = 4,610 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4,610 - 4,456 \times \left(1 - \frac{1,43}{2,90}\right) - 4,736 \times \left(\frac{1,43}{2,90}\right).$$

D'où : $M_{tDE} = 0,062 \text{ KN.m}$.

✓ Travée EF

- À l'ELU

$$M(x) = M_0(x) + M_E \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_F \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_E - M_F}{p \times l}. \Rightarrow x = \frac{4,05}{2} + \frac{6,606}{6,069 \times 4,05}$$

$$x = 2,29 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,069 \times 2,29}{2} \times (4,05 - 2,29).$$

$$M_0(x) = 12,230 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 12,230 - 6,606 \times \left(1 - \frac{2,29}{4,05}\right).$$

D'où : $M_{tef} = 9,359 \text{ KN.m}$.

- À l'ELS

$$M(x) = M_0(x) + M_E \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_F \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$$

$$M_0(x) = \frac{4,387 \times 2,29}{2} \times (4,05 - 2,29).$$

$$M_0(x) = 8,840 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8,840 - 4,736 \times \left(1 - \frac{2,29}{4,05}\right).$$

D'où : $M_{tef} = 6,781 \text{ KN.m}$.

- Evaluation des efforts tranchants

▪ Travée AB

$$V_A = \frac{6,069 \times 4,05}{2} - \frac{6,606}{4,05}$$

$$- V_B = -\frac{6,069 \times 4,05}{2} - \frac{6,606}{4,05}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_A = 10,659 \text{ KN} \\ V_B = -13,916 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travée BC

$$V_B = \frac{6,069 \times 2,90}{2} - \frac{(-6,606 + 6,215)}{2,90}$$

$$V_C = -\frac{6,069 \times 2,90}{2} - \frac{(-6,606 + 6,215)}{2,90}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_B = 8,934 \text{ KN} \\ V_C = -8,666 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travée CD

$$V_C = \frac{6,069 \times 4,90}{2} - \frac{(-6,215 + 6,215)}{4,90}$$

$$V_D = -\frac{6,069 \times 4,90}{2} - \frac{(-6,215 + 6,215)}{4,90}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_C = 14,869 \text{ KN} \\ V_D = -14,968 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travée DE

$$V_D = \frac{6,069 \times 2,90}{2} - \frac{(-6,215 + 6,606)}{2,90}$$

$$V_E = -\frac{6,069 \times 2,90}{2} - \frac{(-6,215 + 6,606)}{2,90}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_D = 8,666 \text{ KN} \\ V_E = -8,934 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travée EF

$$V_E = \frac{6,069 \times 4,05}{2} + \frac{6,606}{4,05}$$

$$V_F = -\frac{6,069 \times 4,05}{2} + \frac{6,606}{4,05}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_E = 13,916 \text{ KN} \\ V_F = -10,659 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4,05	4,792	6,705	-1,473	-6,984	10,507	11,858	-15,301
	BC	2,90	4,792	6,705	-6,984	-6,570	0,34	9,864	-9,58
	CD	4,90	4,792	6,705	-6,570	-6,570	13,553	16,427	-16,427
	DE	2,90	4,792	6,705	-6,570	-6,984	0,275	9,58	-9,864
	EF	4,05	4,792	6,705	-6,984	-1,473	10,456	15,301	-11,853

Tableau III.5: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4,05	3,477	4,894	-1,069	-5,067	7,683
	BC	2,90	3,477	4,894	-5,067	-4,767	0,278
	CD	4,90	3,477	4,894	-4,767	-4,767	9,922
	DE	2,90	3,477	4,894	-4,767	-5,067	0,232
	EF	4,05	3,477	4,894	-5,067	-1,069	7,645

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	2,90	4,792	6,705	-0,755	-6,995	3,990	7,310	-12,134
	BC	4,90	4,792	6,705	-6,995	-6,995	13,129	16,427	-16,427

	CD	2,9 0	4,79 2	6,705	-6,995	-0,755	3,986	12,13 4	-7,310
--	----	----------	-----------	-------	--------	--------	-------	------------	--------

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P's (KN/ m)	Ps (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	2,90	3,477	4,894	-0,548	-5,075	2,927
	BC	4,90	3,477	4,894	-5,075	-5,075	9,614
	CD	2,90	3,477	4,894	-5,075	-0,548	2,922

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	2,9 0	6,70 5	7,048	-1,057	-1,057	7,048	9,72 2	9,72 2

Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	2,90	4,894	5,144	-0,771	-0,771	5,114

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/ m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4,05	4,533	6,069	-1,394	-6,606	9,358	10,659	-13,919
	BC	2,90	4,533	6,069	-6,606	-6,215	-0,008	8,934	-8,666
	CD	4,90	4,533	6,069	-6,215	-6,215	12	14,869	-14,869
	DE	2,90	4,533	6,069	-6,215	-6,606	0,035	8,666	-8,934
	EF	4,05	4,533	6,069	-6,606	-1,394	9,359	13,919	-10,659

Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P's (KN/ m)	Ps (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4,05	3,25	4,387	-0,999	-4,736	6,781
	BC	2,90	3,25	4,387	-4,736	-4,456	0,032

	CD	4,90	3,25	4,387	-4,456	-4,456	8,71
	DE	2,90	3,25	4,387	-4,456	-4,736	0,062
	EF	4,05	3,25	4,387	-4,736	-0,999	6,781

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P' _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	2,90	4,533	6,069	-0,714	-6,617	3,5	6,519	-11,081
	BC	4,90	4,533	6,069	-6,617	-6,617	11,598	10,306	-19,432
	CD	2,90	4,533	6,069	-6,617	-0,714	3,516	6,519	-11,081

Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P' _s (KN/m)	P _s (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	2,90	3,25	4,387	-0,512	-4,744	2,545
	BC	4,90	3,25	4,387	-4,744	-4,744	8,422
	CD	2,90	3,25	4,387	-4,744	-0,512	2,555

Tableau III.14 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P' _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	2,90	4,533	6,069	-1,394	-6,617	3,5	6,519	-11,081
	BC	4,90	4,533	6,069	-6,617	-6,215	11,796	14,951	-14,787
	CD	2,90	4,533	6,069	-6,215	-6,606	-0,029	8,666	-8,934
	DE	4,05	4,533	6,069	-6,606	-1,394	9,353	13,92	-10,658

Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P' _s (KN/m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	2,90	3,25	4,387	-0,999	-4,744	2,545
	BC	4,90	3,25	4,387	-4,744	-4,456	8,566
	CD	2,90	3,25	4,387	-4,456	-4,736	0,017
	DE	4,05	3,25	4,387	-4,736	-0,999	6,777

Tableau III.16 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 4).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P' _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
-------------------	--------	-------	------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	---------------------	---------------------

Type 4	AB	2,90	4,533	6,069	-1,394	-6,968	3,371	6,4	-11,2
	BC	4,05	4,533	6,069	-6,968	-1,394	9,199	14,009	-10,569

Tableau III.17 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P's (KN/m)	Ps (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2,90	3,25	4,387	-0,999	-4,996	2,451
	BC	4,05	3,25	4,387	-4,996	-0,999	6,667

Tableau III.18 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 5).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	2,90	6,069	6,380	-0,957	-0,957	6,380	8,800	8,800

Tableau III.19 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	2,90	4,387	4,611	-0,691	-0,691	4,611

Tableau III.20 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de 1^{er} étage (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P' _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4,05	5,508	7,044	-1,693	-8,028	10,723	12,282	-16,246
	BC	2,90	5,508	7,044	-8,028	-7,552	-0,387	10,377	-10,049
	CD	4,90	5,508	7,044	-7,552	-7,552	13,588	17,257	-17,257
	DE	2,90	5,508	7,044	-7,552	-8,028	-0,381	10,049	-10,377
	EF	4,05	5,508	7,044	-8,028	-1,693	10,723	16,246	-12,282

Tableau III.21 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles de 1^{er} étage (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P's (KN/m)	Ps (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4,05	3,90	5,037	-1,199	-5,684	7,687
	BC	2,90	3,90	5,037	-5,684	-5,347	-0,223

	CD	4,90	3,90	5,037	-5,347	-5,347	9,765
	DE	2,90	3,90	5,037	-5,347	-5,684	-0,219
	EF	4,05	3,90	5,037	-5,684	-1,199	7,687

Tableau III.22 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de 1^{er} étage (type 4).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2,90	5,508	7,044	-1,693	-8,467	3,781	7,294	-13,132
	BC	4,05	5,508	7,044	-8,467	-1,693	10,511	16,354	-12,174

Tableau III.23 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles de 1^{er} étage (type 2).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	P _s (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	2,90	3,90	5,037	-1,199	-5,995	2,725
	BC	4,05	3,90	5,037	-5,995	-1,199	7,542

Tableau III.24 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.sol et RDC (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4,05	7,946	9,481	-2,443	-11,58	14,08	16,34	-22,058
	BC	2,90	7,946	9,481	-11,58	-10,894	-1,277	13,511	-13,983
	CD	4,90	7,946	9,481	-10,894	-10,894	17,56	23,228	-23,228
	DE	2,90	7,946	9,481	-10,894	-11,581	-1,267	13,511	-13,983
	EF	4,05	7,946	9,481	-11,581	-2,443	14,078	22,058	-16,34

Tableau III.25 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles de Sous-sol et RDC (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4,05	5,525	6,662	-1,699	-8,052	9,929
	BC	2,90	5,525	6,662	-8,052	-7,575	-0,814
	CD	4,90	5,525	6,662	-7,575	-7,575	12,42
	DE	2,90	5,525	6,662	-7,575	-8,052	-0,807
	EF	4,05	5,525	6,662	-8,052	-1,699	9,927

Tableau III.26 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.sol et le RDC (type 2).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _U (KN/m)	P _U (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	2,90	7,946	9,481	-2,443	-12,215	4,795	9,535	-17,959
	BC	4,0	7,946	9,481	-12,215	-2,443	13,801	22,215	-16,182

Tableau III.27 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles de S.sol et de RDC (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _S (KN/m)	P _S (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2,90	5,525	6,662	-1,699	-8,493	3,401
	BC	4,05	5,525	6,662	-8,493	-1,699	9,735

- Récapitulation des sollicitations les plus défavorables

Tableau III.28 : Sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage des poutrelles.

Plancher	ELU			ELS			Effort Tronchant (KN)
	M _t (KN.m)	M _{riv} ^a (KN.m)	M _{int} ^a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{riv} ^a (KN.m)	M _{int} ^a (KN.m)	
Sous-sol et de RDC	17,56	-2,443	-11,58	12,42	-1,699	-8,052	23,228
1 ^{er} Etage	13,588	-1,693	-8,028	9,765	-1,199	-5,684	17,257
Etage courant	11,598	-0,714	-6,617	8,422	-0,512	-4,744	19,432
Terrasse inaccessible	13,129	-0,755	-6,995	9,614	-0,548	-5,075	16,427

➤ Ferrailage des poutrelles

- Etage courant

$$M_t = 11,598 \text{ KN.m}$$

$$M = 6,617 \text{ KN.m}$$

$$V = 19,432 \text{ KN}$$

- En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2) = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \cdot h$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.598 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0387 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.05) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.598 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.894 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer.}} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]})$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,18 \cdot 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

On opte pour 2HA10 + 1HA12 avec $A = 2.70 \text{ cm}^2$.

- Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_U = 6.617 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.617 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.119$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.119}) = 0.16$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.168m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.617 \times 10^{-3}}{0.168 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité (ArtA.4.2.1 [1])**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 1HA12 + 1HA10 avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive**

$$M_U = 0.714 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.714 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.017$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.017) = 0.178m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{0.714 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.115 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité (ArtA.4.2.1 [1]).**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 1HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **Vérification au cisaillement (ArtA.5.1.2.2) [2].**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 19.432 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{19.432 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.899 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

- Ferrailage transversal

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h / 35, b_0/10, \Phi_L\}$$

Φ_L :diamètre minimale des armature longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/ 35, 12/10, 8\} = 5.71\text{mm} \quad \text{on adopte a un étrier } \Phi 6.$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57\text{cm}^2$.

- Espacement S_t

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2) [2]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$ (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq 25,14 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,7 \times 10^{-4} \times 400}{0,12 \times 0,4} = 0,475\text{m} = 47,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$.

- Vérification de la contrainte de cisaillement a la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.1.2.1.1. [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \times 19,432 \times 10^3}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,222 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (y'a pas risque de rupture par cisaillement).$$

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

➤ **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \cdot V_u / f_c$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2,70 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2.$$

$$1,15 \cdot 19,432 / 400 = 0,055 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1,15 \cdot 19,432 / 400 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaire**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d). \quad (\text{Art A.5.1.3.2.1 [1]}).$$

$$A_s = 2,70 + 1,92 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$1,15 / 400 (19,432 - 6,617 \cdot 10^{-3} / 0,9 \cdot 0,18) = 0,0091 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d). \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

$$\text{Avec : } A_{\max} = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 18 = 18 \text{ cm}$$

$$V_u = 0,019432 \text{ MN} < 0,267 \cdot 0,18 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,144 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation.

♦ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

♦ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

✓ **En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -0.47 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

$$\text{Calcul de } y : b_0/2 * y^2 + [15(A+A')+(b-b_0) h_0] * y - 15*(A d + A' d') - (b-b_0) h_0^2/2 = 0$$

$$3y^2 + 126y - 576,5 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2,23\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = b/3 * y^3 + (b-b_0) (y-h_0)^3 /3 + 15 A (d-y)^2 + 15 A' (d'-y)^2$$

$$I = 10,2144 \cdot 10^3 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,422 \times 10^{-3}}{10,2144 \times 10^{-5}} \times 0,0223 = 1,838 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

✓ En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 4,744 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 1,168 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$y = 1,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 7,4838 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,838 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

◆ Etat limite de déformation : (vérification de la flèche) (Art A.4.6.1 [1]).

Les déformation des éléments du plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, et les déformations doivent pas également, conduit par leur effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certains des hypothèses de calcul, alors en doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche. et pour ne pas effectuer ce calcul de flèche en doit vérifier certaines conditions :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{490} = 0,041 \leq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.28}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{490} = 0.041 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche : d'après le **BAEL (Art B.6.5.2)**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ;$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 2.23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = [b_0/2 * h^2 + (b-b_0) h_0/2 - 15 * (A_d + A'd')] / [(b_0 h + (b-b_0) h_0 + 15 * (A + A'))]$$

$$y_G = 6.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = b_0 * h^3/3 + b_0 * h (h/2 - y_G)^2 + (b-b_0) * h_0 * (y_G - h_0/2)^2 + (b-b_0) * h_0^3/12 + 15(A_d - y_G)^2$$

$I_0 = 66031.63\text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m^4))

$$A_s = 2.70\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2\text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Contraintes**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.21 = 2.086\text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.25 = 3.581\text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.25 + 1.5) = 4.556\text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.086 \times 4.90^2}{8} = 4.695\text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.581 \times 4.90^2}{8} = 8.061\text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.556 \times 4.90^2}{8} = 10.252 \text{ KN.m}$$

$$I_0 = 66031.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 10214.4 \text{ m}^4$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.013} = 3.16$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.16 = 1.26$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.695 \times (0.18 - 0.0223) \times 10^5}{10214.4} = 108.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.061 \times 10^5 \times (0.18 - 0.0223)}{10214.4} = 186.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{10.252 \times 10^5 (0.18 - 0.0223)}{10214.4} = 237.42 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 108.73 + 2.1} = 0.526 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 186.68 + 2.1} = 0.688 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 237.42 + 2.1} = 0.745 > 0$$

$$I_{ij}^* = \frac{1.1 \times 66031.63}{1 + (3.16 \times 0.526)} = 27284.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^* = \frac{1.1 \times 66031.63}{1 + (3.16 \times 0.688)} = 22883.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^* = \frac{1.1 \times 66031.63}{1 + (3.16 \times 0.745)} = 21654.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^* = \frac{1.1 \times 66031.63}{1 + (1.26 \times 0.688)} = 38907.049 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.695 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 27284.15 \times 10^{-8}} = 0.0013 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.061 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 22883.73 \times 10^{-8}} = 0.0026m$$

$$f_{pi} = \frac{10.252 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 21654.87 \times 10^{-8}} = 0.0035m$$

$$f_{vg} = \frac{10.252 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 10721.4 \times 38907.049 \times 10^{-8}} = 0.0059m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0059 - 0.0013 + 0.0035 - 0.0026 = 0.0055m$$

$$\Delta f = 0.55cm \leq f_{adm} = 0.98cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Tableau III.29: Calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.

Plancher		S.sol et RDC	1 ^{er} étage	Etage courant	Terrasse inaccessible
Travée	M_t (KN.m)	17,56	13,588	11,598	13,129
	μ_{bu}	0.058	0.045	0.038	0.044
	α	0.075	0.057	0.049	0.056
	Z (M)	0.175	0.176	0.176	0.176
	A (Cm ²)	2.88	2.22	1.89	2.14
Appui intermédiaire	M_a (KN.m)	11.58	8.028	6.617	6.665
	μ_{bu}	0.038	0.027	0.022	0.022
	α	0.048	0.034	0.028	0.28
	Z (M)	0.176	0.177	0.178	0.178
	A (Cm ²)	1.89	1.3	1.07	1.07
Appui de rive	M_a (KNm)	2.443	1.693	0.714	0.755
	μ_{bu}	0.0081	0.0056	0.0024	0.0025
	α	0.01	0.007	0.003	0.0031
	Z (M)	0.179	0.179	0.18	0.18
	A (Cm ²)	0.39	0.27	0.12	0.12

- **Choix des barres et vérification au cisaillement**

Tableau III.30 : Choix des barres de ferrailages vérification au cisaillement.

Planchers	En travée (cm ²)	En appuis Intermédiaire (cm ²)	En appuis de rive (cm ²)	V_U (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)

RDC et S.sol	3HA12=3.39	1HA16=2.80	1HA8=0.5	23.228	1.07	3,33
1^{er} étage	2T10+1T12=2.7	1HA14=1.54	1HA8=0.5	17.257	0.79	3.33
Etage courant	2T10+1T12=2.7	1HA14=1.54	1HA8=0.5	19.432	0.89	3.33
Terrasse inaccessible	3T10=2.36	1HA14=1.54	1HA8=0.5	16.427	10.76	3.33

- **Choix des armatures transversales**

Pour tous les types de poutrelles on prend :

- Armatures transversales : $A_t = 2 \times HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$
- L'espaceur : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Etat limite de compression de béton**

Tableau III.31 : Vérification des états limitent de compression du béton.

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	M_t (KN.m)	I (cm^4)	σ Mpa	M_a (KN.m)	I (cm^4)	σ Mpa	
RDC et S.sol	12.42	26445.45	2.066	8.052	22928.04	1.44	15
1^{er} étage	9.765	17968.37	1.74	5.684	12355.81	1.29	15
Etage courant	8.422	10214.4	1.85	4.744	7483.8	1.21	15
Terrasse inaccessible	7.614	8986.52	1.78	4.075	6229.36	1.05	15

- **Etat limite de déformation**

Tableau III.32 : Vérification des états limitent de déformation

Planchers	S.sol et RDC	1 ^{er} étage	Etage courant	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	2.086	2.086	2.086	2.086
q_{gser} (KN/m)	3.581	3.581	3.581	4.244

q_{pser} (KN/m)	6.662	5.037	4.556	4.894
M_{jser} (KN.m)	4.695	4.695	4.695	4.695
M_{gser} (KN.m)	8.061	8.061	8.061	9.552
M_{pser} (KN.m)	14.995	11.337	10.255	11.016
I_0 (Cm ⁴)	83721.86	66031.64	66031.64	58986.83
ρ	0.015	0.013	0.013	0.011
λ_v	1.09	1.26	1.26	1.49
λ_i	2.74	3.16	3.16	3.73
σ_{sj} (Mpa)	36.217	58.006	108.732	124.604
σ_{sg} (Mpa)	62.182	115.258	186.68	253.507
σ_{sp} (Mpa)	115.67	147.306	237.42	292.361
μ_j	0.139	0.281	0.526	0.515
μ_g	0.369	0.545	0.688	0.722
μ_p	0.593	0.623	0.745	0.754
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	66693.25	38472.63	27284.15	36713.44
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	45793.78	26682.39	22883.73	31258.37
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	35085.85	24467.04	21654.87	30556.50
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	65677.78	43063.26	38907.05	17569.57
f_{ji} (m)	0.00052	0.0009	0.0013	0.001
f_{gi} (m)	0.0013	0.0023	0.0026	0.0024
f_{pi} (m)	0.0031	0.0034	0.0035	0.0028
f_{gv} (m)	0.0051	0.0059	0.0059	0.014
Δf (cm)	0.52	0.61	0.55	0.44
f_{adm} (cm)	0.98	0.98	0.98	0.98

Tableau III.33 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Sous-sol et RDC	<p>1HA8 epingleΦ6 3HA12</p>	<p>1HA16 epingleΦ6 3HA12</p>
1 ^{er} étage	<p>1HA8 epingleΦ6 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA14 epingleΦ6 2HA10 + 1HA12</p>
Etage courant	<p>1HA8 epingleΦ6 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA14 epingleΦ6 2HA10 + 1HA12</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA8 epingleΦ6 3HA10</p>	<p>1HA14 epingleΦ6 3HA10</p>

➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm < 33 cm... vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 33 cm < 44 cm... Vérifiée.

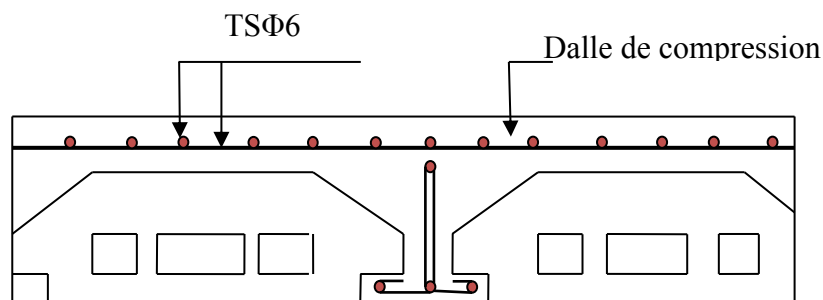


Fig.III.7 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.2. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

III.2.1. Calcul des différents types de dalles

➤ **Type 1 (Dalle sur 4 appuis)**

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens x et y.

On a: $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.65 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.9 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{365}{490} = 0.74 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$L_x = 3.65$$

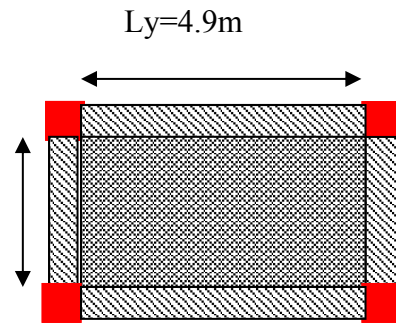


Figure III.8 : Dalle sur 4 appuis.

\rightarrow La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y .

1. Calcul des sollicitations

- à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.74$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.46 \text{ KN/m.}$$

a. Calcul des moments

De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.74$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 7.13 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.42 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.13) = 6.06 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (2.42) = 2.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times (7.13) = -2.14 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times (2.42) = -0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} \Rightarrow \phi \leq 1.4 \text{ cm}$

Tableau.III.34 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	Selon x	6.06	0.029	0,037	0.1182	1.47	1.26	4T10=3.14
	Selon y	2.06	0,01	0,012	0,1194	0.49	1.21	4T8=2.01
En appui	Selon x	2.14	0.01	0.012	0.1182	0.52	1.26	4T10=3.14
	Selon y	0.73	0.003 6	0.0045	0.1198	0.175	1.21	4T8 =2,01

1- Les vérifications

a. Espacement des armatures

- Armatures // à L_x : $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on opte : $St = 25cm$.
- Armatures // à L_y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on opte : $St = 25cm$.

b. Vérification à L'ELU

• L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8.46 \times 4.9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.74}{2}} = 28.39KN$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{28.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.24MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

Condition vérifié.

C. Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton : on doit vérifier :

$$\left(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

$$q_s = G + Q = 4.6 + 1.5 = 6.1KN/m^2$$

(AnnexeI).

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0696 \times 6.1 \times 3.65^2 = 5.65KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6315 \times 5.65 = 3.57KN.m \end{cases}$$

- Moments en travées

$$M_{ts\grave{e}r}^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_{ts\grave{e}r}^x = 4.80 KN.m$$

$$M_{ts\grave{e}r}^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ts\grave{e}r}^y = 3.03 KN.m$$

• **Moments en appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.69 KN.m$$

$$M_a^y = -0.3 M_y \Rightarrow M_a^y = -1.07 KN.m$$

• **Vérification des contraintes**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0, I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau.III.35 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	(cm ²)	observation
En travée	Selon x	4.80	2.92	4713.128	2.97	15	vérifier
	Selon y	3.03	2.4	3239.424	2.24	15	vérifier
En appui	Selon x	1.69	2.92	4713.128	1.05	15	vérifier
	Selon y	1.07	2.4	3239.424	0.79	15	vérifier

d. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

• **Sens x-x**

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.65} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.038 < \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$ Non Vérifiée.

3) $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée

• **Sens y-y :**

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{4.90} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.028 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.085$ Non Vérifiée.

3) $\frac{A}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.00167 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche dans les deux sens.

- Sens x-x :

$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{365}{500} = 0.73cm$.

Tableau III.36 : Vérification de la flèche.

Données		
Chargement	Charge permanente	G =4.6KN/m ²
	Surcharge d'exploitation	Q =1.5KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement	$q_{jser} = 1.95KN/ml$
	Charge permanente avec revêtement	$q_{gser} = 2.99KN/ml$
	Charge totale : (G + Q)	$q_{pser} = 3.96KN/ml$

- Calcul des moments correspondant

Moment correspondant à q_{jser}	$0.75 \times \frac{(q_{jser} \times L^2)}{8}$	$M_j =$	2.43KN.m
Moment correspondant à q_{gser}	$0.75 \times \frac{(q_{gser} \times L^2)}{8}$	$M_g =$	3.73KN.m
Moment correspondant à q_{pser}	$0.75 \times \frac{(q_{pser} \times L^2)}{8}$	$M_p =$	4.94KN.m

- Calcul de moment d'inertie : $I_0 = 24044.167cm^4$

$y = 2.92cm, \rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0026$

- Calcul des contraintes correspondant :

$15 \times \frac{M_t^x \times (d-y)}{I_0}$	$\sigma_{st} =$	34.33MPa
--	-----------------	----------

$I_i = \frac{1. \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow I_i = 26448.583cm^4$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$3700 \times (f_{c28})^{1/3}$	$E_v = 10807.26 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_v \times 3$	$E_i = 32421.8 \text{ MPa}$
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b)$	$\lambda_i = 8.07$
Coefficient différé	$\frac{\rho}{0.4 \lambda_i}$	$\lambda_v = 3.23$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = 0.00037m, \quad f_{gi} = 0.00058m, \quad f_{gv} = 0.00174m, \quad f_{pi} = 0.00077m.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.156cm < f_{adm} = 0.73cm, \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = 0.125cm, \quad f_{gi} = 0.192cm, \quad f_{gv} = 0.575cm, \quad f_{pi} = 0.254cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.512cm < f_{adm} = 0.98cm, \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage**

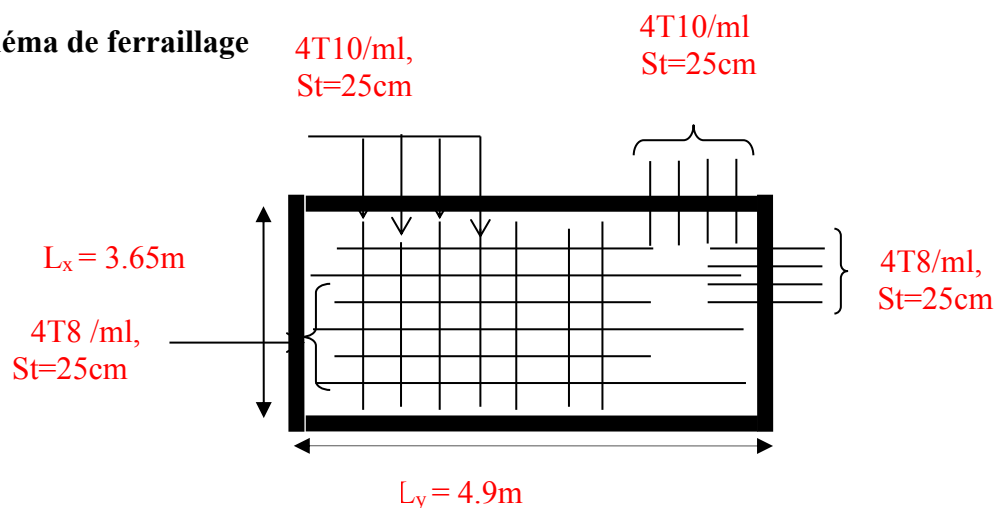


Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

➤ **Type 2 (dalle sur deux appuis)**

On a: $l_x=150\text{cm}$, $l_y=210\text{cm}$

$G=4.6\text{KN/m}^2$, $Q= 3.5\text{KN/m}^2$

$$\rho = \frac{150}{210} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

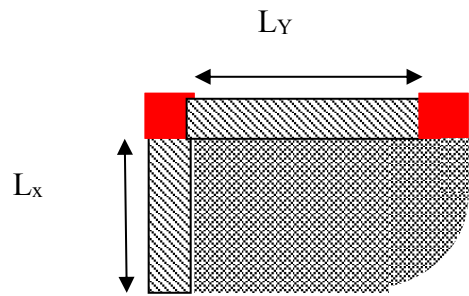


Figure. III.10 : dalle sur 2

• **Calcul du chargement**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5 = 11.46 \text{KN/m}^2 \\ q_s = 4.6 + 3.5 = 8.1 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Calcul à L'ULU**

- **Calcul de moment** : de tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à valeur $\nu=0, \rho=0.71$ (Annexe 1)

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0671 \times 11.46 \times 1.50^2 = 1.73 \text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.4471 \times 1.73 = 0.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.47 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.65 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 M_{0u}^x = -0.86 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 M_{0u}^y = -0.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul de la section d'armature**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.14) \text{m}^2$.

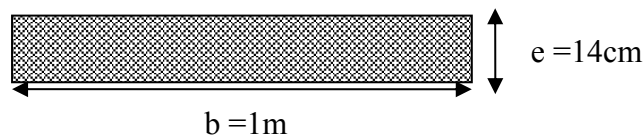


Figure III.11 : Section de la dalle pleine a ferrailé.

- **Le diamètre des armatures**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{cm} \text{ Si on adopte } \phi = 1.4 \text{cm alors :}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.37 : Calcul du ferrailage.

		M (KN.m)	d (cm)	μ_{bu}	α	A_{cal} (cm ²)
Sens x-x	travée	1.47	11.00	0.0085	0.0107	0.38
	appui	0.86	11.00	0.005	0.006	0.22
sens y-y	travée	0.65	11.00	0.0038	0.005	0.17
	appui	0.86	11.00	0.005	0.006	0.22

• **Les vérifications :**

a. vérification de la Condition non fragilité :

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.71 > 0.4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens x-x**

$$A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.71)}{2} 100 \times 14$$

$$A_{x \min} = 1.28 \text{ cm}^2$$

• **Sens y-y :**

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.38 : Choix des armatures.

		A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
x-x	travée	0.38	1.28	4HA12=4.52
	appui	0.22	1.28	4HA8=2.01
y-y	travée	0.17	1.12	4HA10=3.14
	appui	0.22	1.12	4HA8=2.01

b. Espacement des armatures

- **Armatures // L_x :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Armatures // L_y** : $S_t=25\text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte : $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens.

c. Vérification à l'ELU

- **Cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} = 3.33\text{MPa}$$

$$V_{max} = \frac{q_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = \frac{11.46 \times 2.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.71}{2}} \Rightarrow V_{max} = 8.88\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{8.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.08\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification à l'ELS

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que: } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \sigma_s' = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \sigma < \sigma_s'$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.39 : Vérification de la contrainte de l'acier.

		d (cm)	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _s (MPa)	σ _s ' (MPa)	σ < σ _s '
Sens	travée	11	1.13	5216.4	3.24	25.21	240	Vérifié
Sens		11	0.67	3898.6	2.78	21.18	240	Vérifié
Sens	appuis	11	0.66	2687.6	2.29	21.18	240	Vérifié

- **Etat limite de déformation** Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- **Sens x-x**

BAEL91 (Art.4, 10)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 11} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche est inutile

- **Sens y-y**

$$\frac{h}{l_y} = \frac{14}{210} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche est inutile

e. Schéma de ferrailage pour la dalle sur 02 appuis

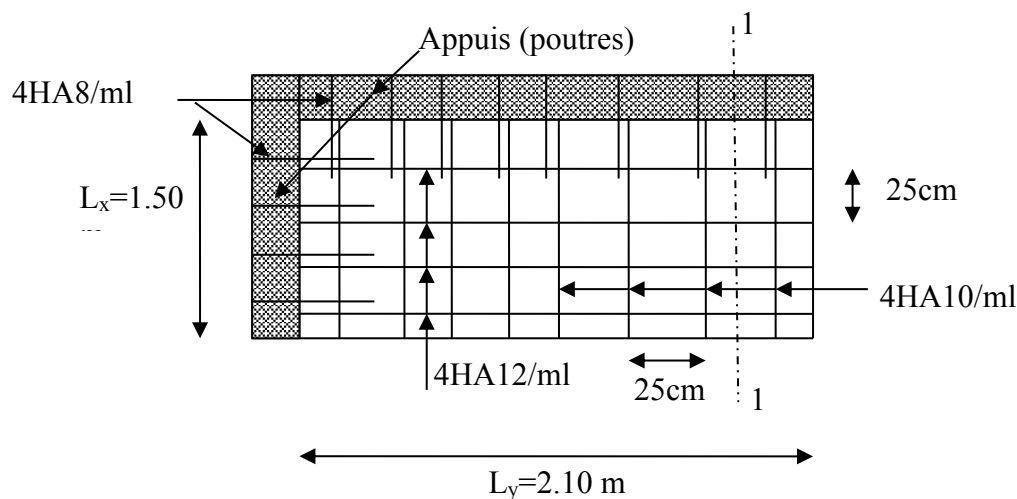


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

➤ **Type 3 (Dalle pleine sur trois appuis) :**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur deux appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

- **Méthode de calcul**

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{q \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2) L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q L_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} \frac{q l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{q L_x^3}{6} \end{cases}$$

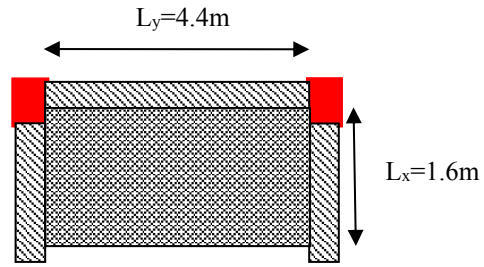


Figure II.13 : Dalle sur 3 appuis.

On a : $L_x = 1.6\text{m}$, $L_y = 4.4\text{m}$

$\frac{L_y}{2} = \frac{4.4}{2} = 2.2\text{m} \Rightarrow L_x < \frac{l_y}{2}$, donc on applique la deuxième relation.

1. Calcul des sollicitations

$\rho = \frac{1,6}{4,4} = 0,36 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens, elle se comporte comme une poutre.

On a: $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

à L'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.46 \text{ KN/m}^2$

à L'ELS : $q_s = G + Q = 4.6 + 3.5 = 8.1 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} M_{0x} == 33.25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} == 7.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 28.26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 6.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_{bx} = -0.5 M_{0x} = -16.62 \text{ KN.m} \\ M_{by} = -0.5 M_{0y} = -3.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Le diamètre des armatures : $\varphi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi_x \leq \frac{14}{10} \Rightarrow \phi_x = 12 \text{ mm}$

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
En travée	Selon x	28.26	0.138	0.186	0.111	7.38	1.12	5T14=7.7	20
	Selon y	6.65	0.032	0.041	0.118	1.59	1.12	4T10=3.14	25
En appui	Selon x	16.62	0.081	0.106	0.114	4.19	1.12	4T12=4.52	25
	Selon y	3.91	0.019	0.024	0.118	0.95	1.12	4T8 =2.01	25

3. Les vérifications

a. Vérification a l'E.L.U

• L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.46 \times 4.4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.36}{2}} = 21.37 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{21.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifié.

b. Vérification a l'E.L.S

- **État limite de compression du béton** : on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Tableau.III.41 : vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	(cm ²)	observation
En travée	Selon x	19.96	3.78	6268.84	12.03	15	vérifier
	Selon y	4.7	3.41	6324.560	2.53	15	vérifier
	Selon x	11.74	3.41	6324.560	6.33	15	vérifier

En appui	Selon y	2.76	2.4	3239.424	2.04	15	vérifier
-----------------	----------------	------	-----	----------	------	----	----------

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : on a une fissuration peu nuisible, donc aucune vérification à faire.
- **Etat limite de déformation** :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

- **Sens x-x** :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.6} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.087 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.085$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{7.7}{100 * 12} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche suivant x-x

- **Sens y-y** :

1) $\frac{h}{l_y} = \frac{0.14}{4.4} = 0.032 < \frac{1}{16} = 0.0625$ non vérifiée.

2) $\frac{h}{l_y} = 0.032 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.085$ non vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{4.52}{100 * 12} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire suivant y-y

Tableau III.42 : vérification de la flèche dans la dalle sur 3 appuis.

L(m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.4	4.52	3.54	5.43	9.55	6324.560	23421.8
Y (cm)	f _{ji} (cm ⁴)	f _{gi} (cm ⁴)	f _{pi} (cm ⁴)	f _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.4	0.0008	0.0012	0.0022	0.0037	0.39	0.88

4. Schéma de ferrailage pour la dalle sur 03 appuis

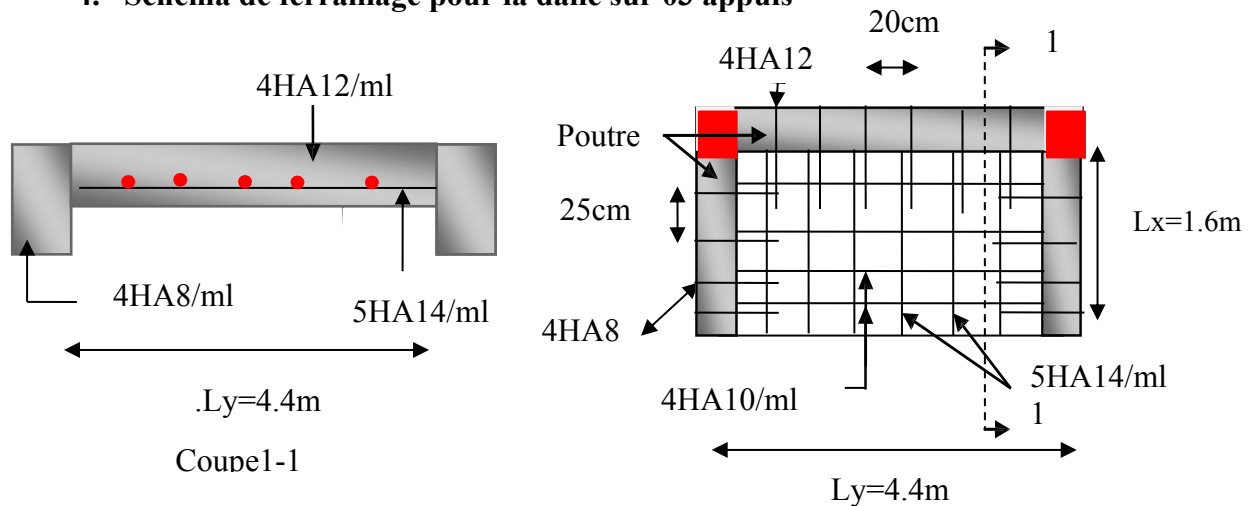


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.3. Étude des escaliers

III.3.1. Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois, et sont calculés à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée

Dans notre cas, l'escalier est à l'intérieur du bâtiment, on distingue trois types d'escaliers :

- ✓ Escalier de type (I) : escalier avec deux volées identiques et un palier de repos au sous-sol.
- ✓ Escalier de type (II) : escalier avec trois volées et un palier de repos au RDC
- ✓ Escalier de type (III) : escalier avec deux volées et un palier de repos dans tous les Étages.

On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC.

III.3.2. Étude d'escalier RDC

Escalier de type (II)

A. Première partie

Volée 1 :

➤ Combinaison de charges

$$G=7.11\text{KN/m}^2, Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.35\text{KN/m}$$

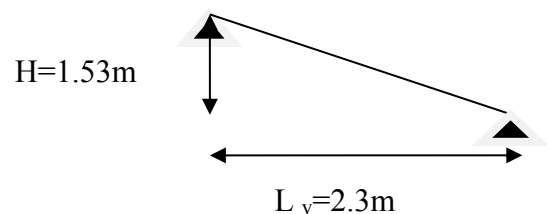


Fig. III.15 : Schéma statique de volée 1

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 9.61 \text{KN/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Dans notre cas on applique la méthode R.D.M.

➤ **Les sollicitations**

• **L'ELU :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B + q_u \times l \Rightarrow R_A + R_B = 30.70 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Leftrightarrow -R_A \times 2.3 + q_u \times 2.3 \times 2.3/2 = 0 \implies R_A = q_u \times 2.3/2 \implies R_A = 15.35 \text{KN}$$

D'onc :

$$R_B = 15.35 \text{KN} \quad \text{et} \quad R_A = 15.35 \text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant**

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.15 \text{m}$$

$$M(x) = 15.35x - 13.35 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.15) = 8.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Efforts tranchant :**

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.15 \text{m}$$

$$T_Y(x) = -15.35 + 13.35x$$

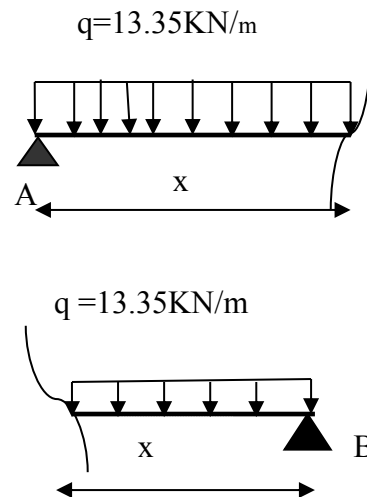
$$\begin{cases} T_Y(0) = -15.35 \text{KN} \\ T_Y(1.15) = 0 \text{KN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.15 \text{m}$$

$$T_Y(x) = 15.35 - 13.35x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 15.35 \text{KN} \\ T_Y(1.15) = 0 \text{KN} \end{cases}$$

• **L'ELU :**



$$R_A = 15.35KN$$

$$R_B = 15.35KN$$

$$M_0 = 8.82KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 6.61KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -4.41KN.m$$

$$V_{Elu} = 15.35KN$$

• L'ELS :

Après calcul on trouve

$$R_A = 11.05KN$$

$$R_B = 11.05KN$$

$$M_0 = 6.35KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 4.76KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -3.17KN.m$$

$$V_{ser} = 11.05KN$$

➤ Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

On a: b = 100 cm; d = 10cm; h = 12 cm.

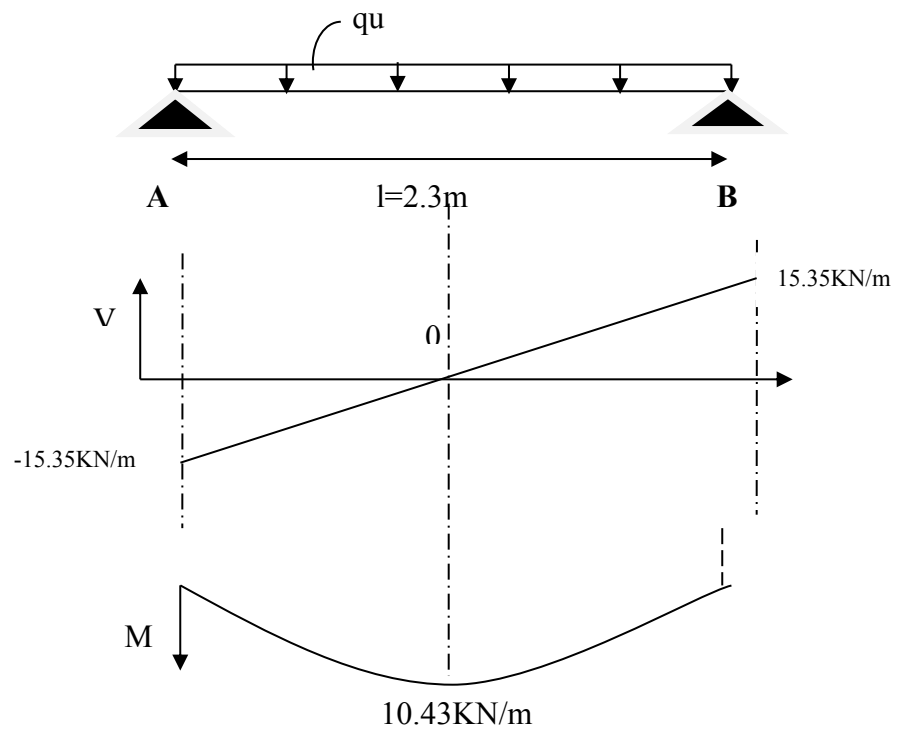


Figure III.16 : diagramme des sollicitations

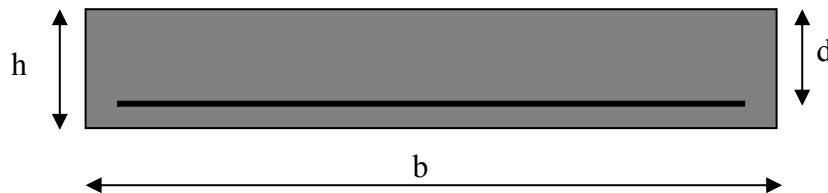


Figure III.17 : Section de calcul

- En travée : $M_t = 6.61KN.m$

- En appuis : $M_a = 4.41KN.m$

$$M^t = 6.61KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.61 * 10^{-3}}{1(0.10)^2 * 14.2} = 0.046$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392.$$

Pivot A, et les armatures comprimée sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ef} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.059$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.097 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 1.96 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52cm²

- **En appuis :**

$$M^a = 4.41 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.031$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.039$$

$$Z = 0.098 \text{m}$$

$$A_s = 1.29 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3.14cm²

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.43: Résultats de ferrillage

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	6.61	0.046	0.059	0.097	1.96	4T12=4.52
Appui	4.41	0.031	0.039	0.098	1.29	4T10=3.14

➤ **Vérifications**

- **A l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.10 \times 2,1 / 400 = 1,21 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{15.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.153 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}.$$

⇒ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

Selon l'article **E.8.2.41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $A/4$ alors :

• **En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

• **En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

➤ **Vérification de l'espacement des armatures :**

Armatures longitudinal: $S_t \leq (3 \times h ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversals: $S_t \leq (4 \times h ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Pas de vérification à faire car les fissurations est peu nuisible.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

• **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 67.8 \times y - 678 = 0$$

$$y = 3.07 \text{ cm}; \quad I = 4220.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.46 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 47.1y - 471 = 0$$

$$y = 2.63 \text{ cm}; \quad I = 3164.707 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.052 < 0.062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.052 > 0.075 \dots \text{vérifiée} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0047 \leq 0.0105 \dots \text{vérifiée} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on doit faire une vérification de la flèche

$$f_{adm} = \frac{230}{500} = 0.46 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b}{12} \times h^3 + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100}{12} \times 12^3 + 15 \times 4.52 \times \left(\frac{12}{2} - 2\right)^2 = 15484.8 \text{ cm}^4.$$

$$I_0 = 15484.8 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$q_{jser} = 0.65 \times 5.47 = 3.55 \text{ KN/m}$: La charge permanente sur la volée sans revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times 7.11 = 4.62 \text{ KN/m}$: La charge permanente total sur la volée.

$q_{pser} = 0.65 \times (7.11 + 2.5) = 6.24 \text{ KN/m}$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation sur la volée.

$$M_{jser} = 0.75 \times M_0^{\max} = 0.75 \times \frac{3.55 \times 2.3^2}{8} = 1.76 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{jser} = 1.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_0^{\max} = 0.75 \times \frac{4.62 \times 2.3^2}{8} = 2.29 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{gser} = 2.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_0^{\max} = 0.75 \times \frac{6.24 \times 2.3^2}{8} = 3.09 \text{KN.m} \Rightarrow M_{pser} = 3.09 \text{KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \Rightarrow \rho = \frac{4.52}{100 \times 10} \Rightarrow \rho = 0.0045$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2 + 3 \frac{0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.0045} = 4.67 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 4.67 = 1.87 \dots\dots\dots \text{Déformation différée}$$

$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$y = 3.07 \text{cm}; I_0 = 15484.8 \text{cm}^4; I = 4220.57 \text{cm}^4 \quad A_s = 4.52 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{1.76 \times (0.10 - 0.0307) \times 10^{-3}}{4220.57 \times 10^{-8}} = 43.35 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.29 \times (0.10 - 0.0307) \times 10^{-3}}{4220.57 \times 10^{-8}} = 56.40 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.09 \times (0.10 - 0.0307) \times 10^{-3}}{4220.57 \times 10^{-8}} = 76.10 \text{Mpa}$$

• **Inerties fictives (If) :**

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 43.35 + 2.1} = -0.276$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 56.40 + 2.1} = -0.182$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 76.10 + 2.1} = -0.059$$

On a $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 17033.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = I_{fip} = I_{fvg} = 17033.28 \text{ cm}^4$$

• Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}}$$

$$f_{ji} = \frac{1.76 \times 10^{-3} \times 2.3^2}{10 \times 32164.2 \times 17033.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00017 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{2.29 \times 10^{-3} \times 2.3^2}{10 \times 32164.2 \times 17033.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00022 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{3.09 \times 10^{-3} \times 2.3^2}{10 \times 32164.2 \times 17033.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0003 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{2.29 \times 10^{-3} \times 2.3^2}{10 \times 10721.4 \times 17033.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00022 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00022 - 0.00017 + 0.0003 - 0.00022 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00013 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.13 \text{ mm} \leq f_{adm} = 4.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• Schéma de ferrailage :

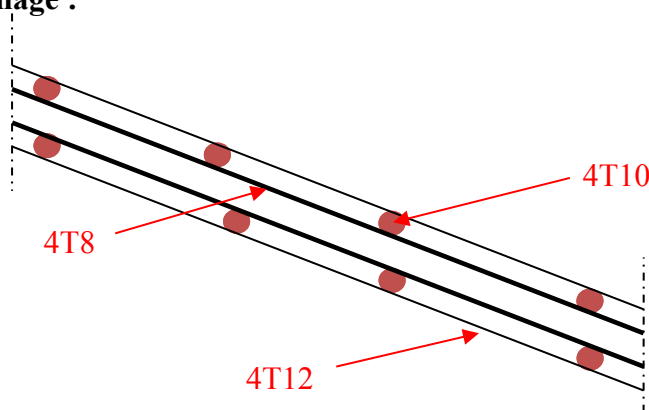


Figure III.18 : schéma de ferrailage de la volée 1 de type (II)

B. Deuxième partie

$e = 18 \text{ cm}$. (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9.05 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée)

$G_p = 4.40 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

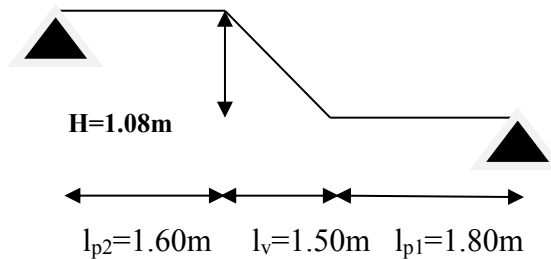


Figure III.19 : Schéma statique du 2^{ème} partie d'escalier.

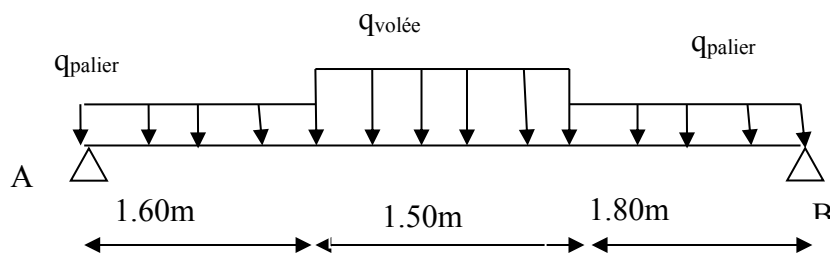


Figure III.20. schéma de chargement

- Pour la volée

- ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.05 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_v = 15.97 \text{ KN/ml}$

- Pour le palier

- ELU : $q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.40 + 1.5 \times 2.5 = 9.69 \text{ KN/ml}$

- Calcul à l'ELU :

- Les sollicitations :

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivant :

- Réactions : $R_A = 28.64 \text{ KN}$; $R_B = 28.26 \text{ KN}$.

$$M_0^{\max} = 53.28 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 28.26 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée et en appui :

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 53,28 = 39,96 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 = 0,5 \times 53,28 = -26,64 \text{ KN.m}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.44 : Sollicitation sur l'escalier type II.

	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KNm)	M _t ^{max} (KNm)	M _a (KN.m)	V _u (KN)
ELU	28.64	28.26	53.28	39.96	26.64	28.26
ELS	20.53	20.25	38.19	28.64	19.09	20.25

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

On a: b = 100 cm; d = 16cm; h = 18 cm

Tableau III.45 : Résumé des résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	39.96	0.109	0.145	0.151	7.6	5T14=7.70	20
En appuis	26.64	0.073	0.095	0.154	4.97	5T12=5.65	20

➤ **Vérifications :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,16 \cdot 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a : A > A_{min} Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

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

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{28,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t \geq 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5T8 = 2.51 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5T8 = 2,51cm²/ml

➤ **Calcul à l'ELS :**

• **Pour la volée**

- **ELS :** $q_s = G+Q=9.05+2.5=11.55 \text{ KN/ml}$

• **Pour le palier**

- **ELS :** $q_s = G+Q=4.40+2.5=6.9 \text{ KN/m}$.

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.46 : Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	28.64	5.03	18141.49	7.94	15	vérifiée
En appui	19.09	4.43	14242.99	5.94	15	

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.037 < 0.0625 \dots \text{ (Non vérifiée)}$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.037 < 0.075 \dots \text{ (Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.002 < 0.0105 \dots \text{ (Vérifiée)}$$

La première et la deuxième condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

Tableau .III.47. Vérification de la flèche.

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 7.70 \text{cm}^2$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 18 \text{cm}$
	Longueur de la poutre	$L = 4.9 \text{m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 16 \text{cm}$
Données		
Chargement	Charge permanente	$G = 9.05 \text{KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$
	Charge permanente sans revêtement	$q_{jser} = 4.81 \text{KN/ml}$
	Charge permanente avec revêtement	$q_{gser} = 5.88 \text{KN/ml}$
	Charge totale : (G + Q)	$q_{qser} = 7.51 \text{KN/ml}$

- Calcul des moments correspondant :

Moment correspondant à q_{jser}	$0.75 \times \frac{(q_{jser} \times L^2)}{8}$	$M_j =$	10.83KN.m
Moment correspondant à q_{gser}	$0.75 \times \frac{(q_{gser} \times L^2)}{8}$	$M_g =$	13.23KN.m
Moment correspondant à q_{pser}	$0.75 \times \frac{(q_{pser} \times L^2)}{8}$	$M_p =$	16.90KN.m

- Calcul de moment d'inertie : $I = 18141.49 \text{cm}^4$

- Calcul des contraintes correspondant :

Contrainte correspondant à q_{jser}	$15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_j =$	98.23MPa
Contrainte correspondant à q_{gser}	$15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_g =$	120MPa
Contrainte correspondant à q_{pser}	$15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_q =$	153.29MPa

- Calcul des coefficients correspondant:

Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho = 0.0048$
Coefficient correspondant à q_{jser}	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28})} \right]$	$\mu_j = 0.078$

Coefficient correspondant à q_{gser}	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28})} \right]$	$\mu_g = 0.165$
Coefficient correspondant à q_{pser}	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28})} \right]$	$\mu_p = 0.271$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b) \rho$	$\lambda_i = 4.375$
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v = 1.75$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

- **Calcul du moment d'inertie : $I_0 = 54259.5 \text{ cm}^4$**

Moment d'inertie correspondant à q_{jser}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$If_{ij} = 44508.165 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à q_{gser}	$\frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)}$	$If_{ig} = 34680.679 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à q_{pser}	$\frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)}$	$If_{ip} = 28315.995 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à q_{vser}	$\frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)}$	$If_{vg} = 52516.894 \text{ cm}^4$

- **Calcul de la flèche :**

Calcul de la flèche		
la flèche correspondant à q_{jser}	$\frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}}$	$f_{ji} = 0.0018 \text{ m}$
la flèche correspondant à q_{gser}	$\frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}}$	$f_{gi} = 0.0028 \text{ m}$

la flèche correspondant à q_{qser}	$\frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_1 \cdot I_{ip}}$	$f_{pi} = 0.0046m$
la flèche correspondant à q_{vser}	$\frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_1 \cdot I_{vg}}$	$f_{gv} = 0.0019m$
la flèche totale	$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$\Delta f_t = 1.9mm$
La flèche admissible	$\Delta f_{adm} = L/500$	$\Delta f_{adm} = 9.4mm$
$\Delta f_t < \dots$		Vérifiée

• Schéma de ferrailage :

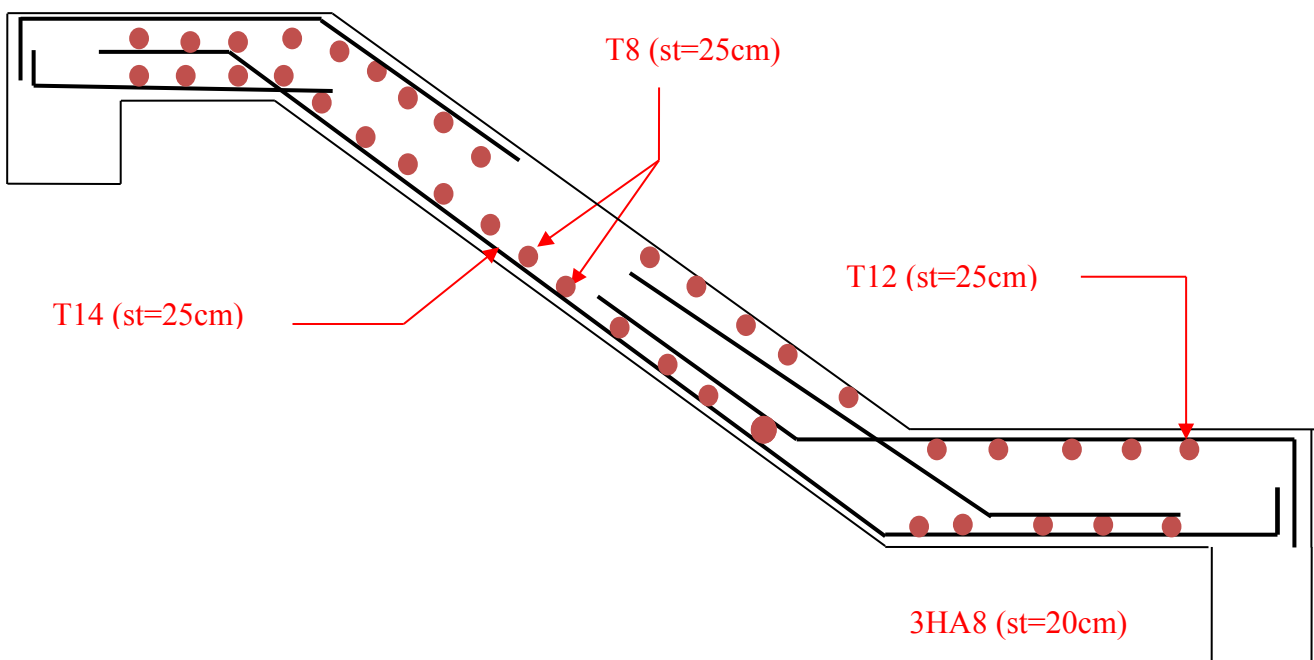


Figure. III.21. Schémas du ferrailage de l'escalier type II

C. troisième partie

• La volée 3 :

On opte : $e = 12cm$.

$G_v = 7.11 KN/m^2$ (charge permanente sur la volée)

$G_p = 4.40 KN/m^2$ (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 KN/m^2$ (Charge d'exploitation).

• Pour la volée

• ELU : $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.11 + 1.5 \times 2.5 = 13.35 KN/ml$

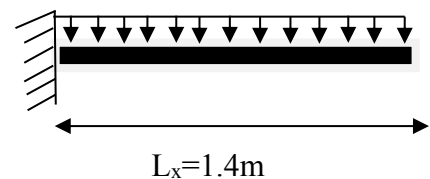


Fig. III.22. Schéma statique de volée 3

➤ **Les sollicitations :**

- $R_A = 18.69 \text{ KN}$.
- $M_u = \frac{q_u l^2}{2}$
- $M_u = 13.08 \text{ KN.m}$
- $V_u = 18.69 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage****Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

Tableau III.48. Calcul de ferrailages.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
13.08	0.092	0.121	0.095	3.96	4HA12=4.52	25

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,10 \cdot 2,1 / 400 = 1.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$V_u = 17.08 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{18.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

⇒ Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA}.$$

⇒ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t \geq 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 4T8 = 2.01 cm²/ml

➤ **Calcul à l'ELS :**

• **Pour la volée**

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 7.11 + 2.5 = 9.61 \text{ KN/ml.}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Etat limite de compression du béton.

M_{ser} (KNm)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
9.41	3.07	4220.57	6.84	15	vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.085 \geq 0.0625 \dots (\text{Vérifiée}). \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.085 \geq 0.075 \dots (\text{Vérifiée}).$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0045 < 0.0105 \dots (\text{Vérifiée}).$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

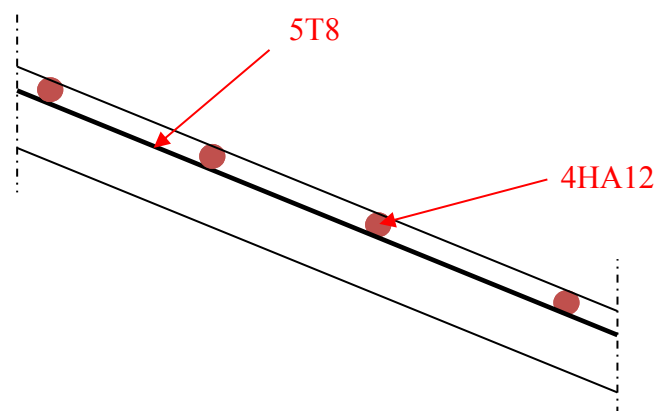


Fig.III.23. schéma de ferrailage de la volée 3 de type (II)

III.4. Etude de la poutre palière :

a. Pré dimensionnement :

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 30\text{cm} < h < 45\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm}; h \geq 35\text{cm}; \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{(VII.7.5)[4]}$$

On prend : h=35cm ; b=30cm.

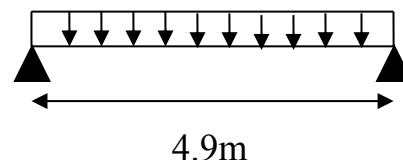


Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière

b. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre : $g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625\text{KN/m}$

• Les sollicitations de la poutre palière :

Tab.III.50.Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 28.26\text{KN}$	$R_B = 20.25\text{KN}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 31.80\text{KN/m}$	$P_s = 22.87\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 31.81\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 22.88\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -63.62\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -45.76\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 77.91\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 56.03\text{KN}$

c. Ferrailage : b=0.3m, h=0.35m

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

Tab.III.51.ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	31.81	0.023	0.029	31.63	2.87	5.25
En appuis	63.62	0.047	0.060	31.23	5.85	5.25

➤ **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.87 + 5.85 = 8.72 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \text{vérifier}$$

d. Vérification à l'ELU

• **l'effort tranchant**

$$V_u = 77.91 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.81 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifier}$$

e. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(77.91 \times 10^{-3} - \frac{63.62 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -4.11 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifier}$$

• **Calcul de l'espacement S_t**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

f. Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier
C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-15**).

$$M_{tors}^{max} = M^a = 26.64 \text{ KN.m}$$

g. Calcul de la section armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0705 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.06 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.76 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.87 + \frac{5.76}{2} \Rightarrow A^t = 5.75 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.85 + \frac{5.76}{2} \Rightarrow A^a = 8.73 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

h. Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

- **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

- **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{26.64 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0705 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 0.81 + 0.25 = 1.06 \text{ cm}^2$ soit un cadre et un étrier $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

On doit vérifier la condition suivante :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_u = 77.91 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{77.91 \times 10^{-3}}{0.32 \times 0.3} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.64 \times 10^{-3}}{0.0705 \times 2 \times 0.0583} = 3.25 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.35 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots$ Condition non vérifiée

On augmente la section de la poutre on prend $b=30\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$.

D'où $\tau_u = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

➤ Vérification à ELS

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0.0081 \geq 0.0625 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.082 \geq \frac{0.85 M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 37} = 0.0054 \leq 0.010 \dots \text{vérifiée.}$$

- Etat limite de compression de béton

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\text{- Travée : (} M_t = 22.88 \text{ KN.m) ; } y = 12.22 \text{ cm ; } I = 73788.608 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.88 \times 10^{-3}}{73788.608 \times 10^{-8}} \times 12.22 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{- En appuis : } M_t = 45.76 \text{ ; } y = 14.43 \text{ cm ; } I = 100350.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

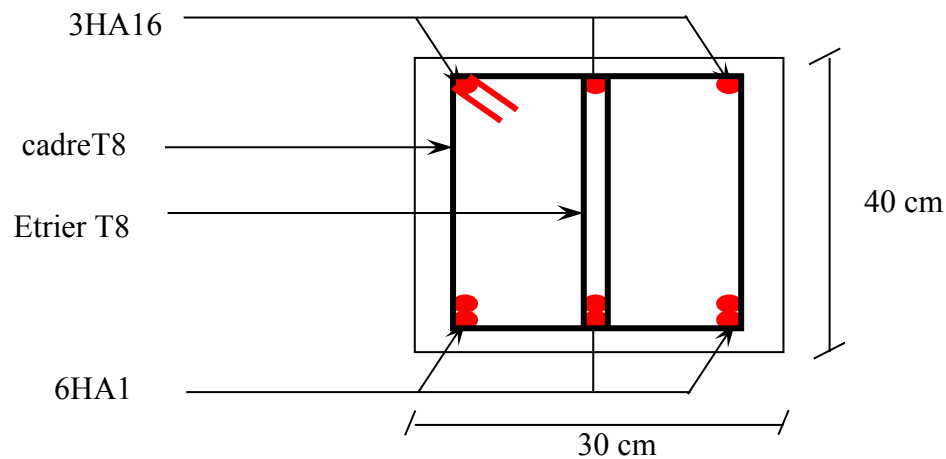


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur :

III.5.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

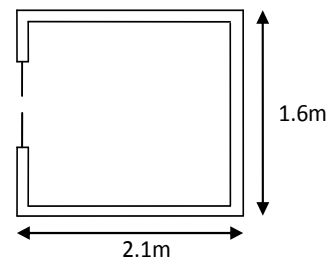
III.5.2. Description de l'ascenseur :

- **Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges transporté.
- **Gaine:** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier:** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette:** Partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- **Local des machines:** Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.5.3. Caractéristiques des ascenseurs:

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur=160cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=210cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur =220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 102KN.
- P_m : Charge due à la salle machine = 15KN.
- D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1m/s$. **Annexe3**
- Course maximale : $L=32m$.



III.5.4. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.60m$ et $l_y = 2.10m$ donc une surface $S = 2.10 \times 1.60 = 3.36m^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.60}{20} = 0.08m \text{ Soit } e = 15cm.$$

III.5.5. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.36} = 30.35KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 35.2KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

A. Cas d'une charge répartie :

➤ Calcul des sollicitations :

• A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 49.02KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.63 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.02 \text{KNm}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

- En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.48 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.42 \text{KNm}$$

- En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.29 \text{KNm}$$

- **Calcul du ferrailage :** On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{cm}$ et $d_y = 12 \text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.52 .Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	x-x	6.48	0.027	0,034	0.128	1.26	1.344	4T8=2.01
	y-y	3.42	0.016	0.020	0.119	0.72	1.2	4T8=2.01
Appui	y-y	2.29	0.009	0.011	0.129	0.44	1.2	4T8=2.01
	x-x						1.344	

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

- **En travée :** On calcule A_{\min} :

$$e > 12 \text{cm} \left. \vphantom{e} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e = 15\text{cm}; b = 100\text{cm}; \rho = 0.76$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.344\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.344\text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_t^y = A_t^x = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.344\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Calcul des espacements : Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

On adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.76 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 26.14\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 28.42\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{28.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.237\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 35.2 + 1 = 36.2\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2 : \mu_x = 0.0672; \mu_y = 0.6580$$

- Travée :

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.09\text{KNm}$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 5.29\text{KNm}$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 3.47\text{KNm}$

- Appui :

$$M_a = 0.3 \times 6.23 \Rightarrow M_a = 1.87\text{KN}.$$

- Vérification des contraintes :**- En travée :****- Sens x-x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I}; \text{ il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 y^2}{2} + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 13 = 0$$

$$A_x = 2.01cm^2; d=13cm; y = 2.51cm.$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3844.817cm^4.$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01cm^2; d=12cm; y = 2.40cm; I = 3239.424cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.57MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

- En appui :

$$\text{Sens x-x' et y-y'} : A_a = 2.01cm^2; y = 2.51cm; I = 3844.817cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = 1.22MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

B. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensionnement suivant le sens y-y'.

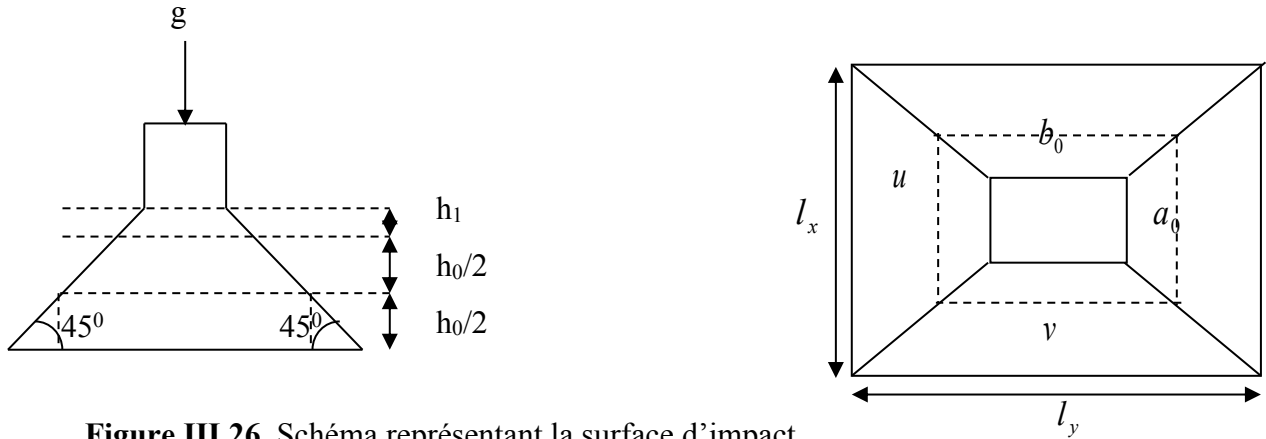


Figure III.26. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

h_0 : 15cm Epaisseur de dalle.

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.65$ et $\rho = 0.76$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.50$ et $\rho = 0.76$

En se réfère à l'annexe n° 2 on trouve $M_1 = 0.084$ et $M_2 = 0.07$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 11.71KNm \\ M_{y1} = 9.76KNm \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04KN$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.25KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.66KNm$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.96KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.42KNm \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 10.42 = 8.86KNm \\ M_t^x = 0.85 \times 12.96 = 11.02KNm \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 12.96 = 3.88KN$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13cm$ et $d_y = 12cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Résultats des calculs.

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	11.02	3.88	2.17	0.75	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	8.86	3.88	1.89	0.75	4T10=3.14	4T10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.344 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.344 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm}.$$

$$p_u = 139.455 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$p_u = 139.455 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

D'onc Pas de risque de poinçonnement.

c) Vérification de l'effort tranchant : b=100cm, d=13cm.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = \mu \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times U_c} = 11.07 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.085 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$

(Y'a pas de risque de cisaillement).

Il n'est n\u00e9cessaire de mettre des aciers transversaux.

d) Diam\u00e8tre des barres

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\varphi_{\max} = 10 \text{mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C'est v\u00e9rifi\u00e9.}$

e) Espacement des barres :

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{cm} \leq \min(2e, 22 \text{cm}) = 25 \text{cm}.$

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{cm}) = 25 \text{cm}.$

➤ **Calcul \u00e0 l'ELS :**

✓ Les moments engendr\u00e9s par le syst\u00e8me de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{KN}.$$

$$v = 0.2 \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 10.12 \text{KNm}. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 8.97 \text{KNm}. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN}$$

$$v = 0.2 : \mu_x = 0.0672; \mu_y = 0.6580$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.658 \text{KNm}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.12 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.63 \text{KNm} \end{cases}$$

V\u00e9rification des contraintes :

• **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 11.12 \Rightarrow M_t^x = 9.45 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.63 \Rightarrow M_t^y = 8.18 \text{KN}.$$

$$M_a = 0.3 \times 11.12 \Rightarrow M_a = 3.34 \text{KN.m}$$

• **En trav\u00e9e :**

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$A_x = 3.14cm^2; y = 3.06cm;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.736cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 5.15MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$A_y = 3.14cm^2; y = 2.92.cm; I = 4713.125 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 5.07MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

• **En appui:**

- Sens x-x' et y-y' :

$$A_a = 3.14cm^2; y = 3.06cm; I = 5608.736cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.82MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.094 \geq 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots (1). \\ h / l = 0.094 \geq \frac{M_t}{10 \times M_x} = 0.085 \dots \dots \dots (2). \\ A / b.d. = 0.0024 \leq 4,2 / f_c = 0.0105 \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Sens y-y :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.071 \geq 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots (1). \\ h / l = 0.071 \geq \frac{M_t}{10 \times M_y} = 0.085 \dots \dots \dots (2). \\ A / b.d. = 0.0026 \leq 4,2 / f_c = 0.0105 \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6. Schéma de ferrailage

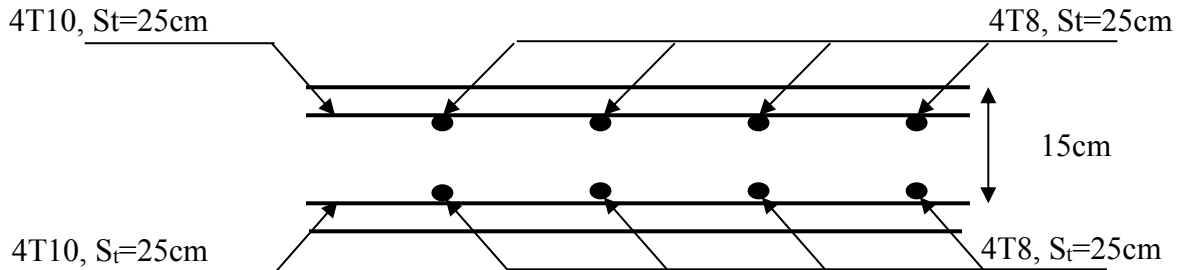


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6. Etude de l'acrotère :

➤ Pour la terrasse inaccessible :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.6.1. Evaluation des charges :

$$S = 80 \times 10 + 10 \times 5 + \frac{10 \times 5}{2} = 0.087 m^2 \dots \text{surface de l'acrotère.}$$

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.087 \times 1 = 2.175$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5\text{cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.80 \times 1 = 0.24\text{KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.80 \times 1 = 0.32\text{KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.73\text{KN.}$$

$$Q = 1\text{KN.}$$

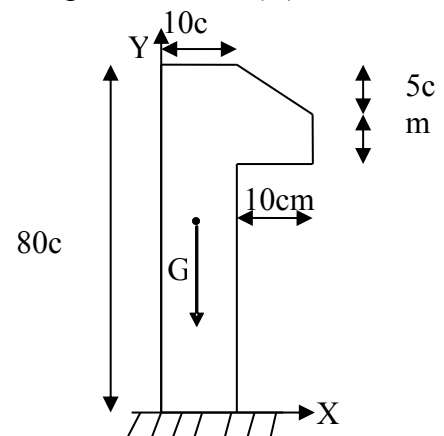


Figure III.28 : vue en plan d'un acrotère

La force horizontale F_p due au séisme est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ RPA99 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone Obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99, $A = 0.15$.

C_p : Facteur de force horizontal varie entre 0.3 et 0.8 (Tableau 6-1 de RPA99)

W_p : Poids de l'acrotère.

Dans notre cas : le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia), $C_p = 0.8$

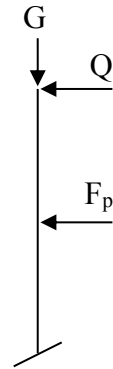
Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.73 = 1.31 \text{ KN.}$$

III.6.2. Calcul de centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.43 \text{ m}$$



III.6.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.73 \text{ KN}$$

$$M_G = 0.$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ KNm.}$$

$$N_{F_p} = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.31 \times 0.43 = 0.56 \text{ KNm}$$

III.6.4. Combinaisons d'actions :

Tableau III.54. Combinaison d'action.

Sollicitations	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.73	3.68	2.73
M (KN.m)	1.36	1.2	0.80

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion composée.

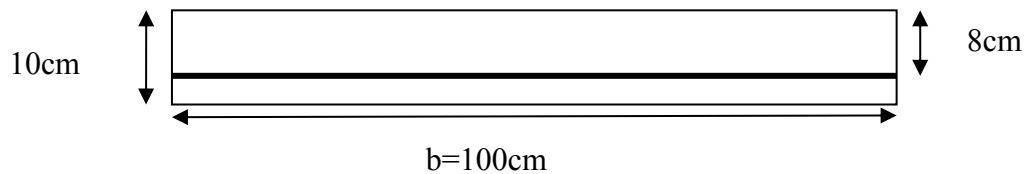


Figure III.29. Section à ferraille

III.6.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 3.68KN$$

$$M_u = 1.2 KN.m$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.32m \\ \frac{h}{6} = 0.13m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

Tel que :

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 2 \times h = 1.6m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 * 1.6^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.0154m.$$

$$d' où : e_t = e_1 + e_2 + e_a = 0.32 + 0.0154 + 0.02 = 0.355m.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.68 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 3.68 * 0,355 = 1.31 \text{ KN.}$$

III. 6. 6. Ferrailage :

a) à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_u + N_u * (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.31 + 3.68 * (0.08 - \frac{0.10}{2}) = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0156 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d' où : $A' s = 0.$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.019$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.079$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{0.079 * 348} = 0.516 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Ls} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.516 * 10^{-4} - \frac{3.68 * 10^{-3}}{348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

III.6.7. Vérification à L'ELU

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 80/3 = 26,66 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,31 = 2,31$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,31 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0289 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n * \pi * \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 * 3,14 * 8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10,043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2,31 * 10^{-3} / (0,9 * 0,08 * 10,043) \rightarrow \zeta_{es} = 0,321 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21).

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,73 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = Q * h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0,8 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration nuisible donc on doit vérifier la contrainte dans le béton et dans les aciers.

- **Béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Acier :** $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$C = e_G - e_Y ;$$

$$Y_{ser} = y_c + c$$

Avec :

{	Y_{ser} : distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.
	y_c : distance entre l'axe neutre et le centre de pression.
	e_G : distance du centre de pression « c » à la fibre la plus comprimée de la section

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.73} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.29 - 0.05 = 0.24 \text{ m}$$

D'onc $c = -0.24 \text{ m}$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times (-0.24)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.24) = -0.167 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times (-0.24)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.24)^2 = +0.026 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.167 y_c + 0.026 = 0$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.26 \text{ m}$, $y_{ser} = 0.02$

$$\mu_i = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_i = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = 1.91 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.73 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} \times 0.02 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} \quad \text{Condition}$$

Fissuration nuisible tel que : $n = 1,6$:H.A.

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * n\right) = \min(266.67; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow$$

III.6.8. Schéma de ferrailage :

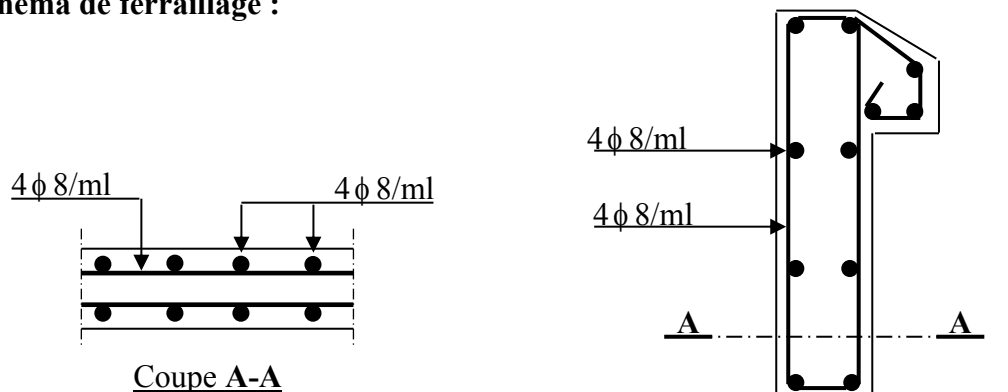


Fig. III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse inaccessible)

III.7. Etude des poutres de chaînages :**III.7.1. Dimensionnement :**

La portée maximale de la poutre de chaînage est

$$L_{\max} = 4.90\text{m (voir figure III.)}$$

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h = 30\text{cm} \geq 15\text{cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$b = 30\text{cm} \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm} \quad \text{Vérfiée.} \quad \text{(RPA2003.A. 9.3.3)}$$

La section de la poutre à adopter est : **$b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2$** .

III.7.2. Calcul des sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des murs et le poids du plancher à corps creux.

$$\text{Poids propre de chaînage : } P_c = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.87\text{KN/m}$$

$$\text{Poids du mur: } P_m = G_m \times (H - h) = 2.92 \times (3.06 - 0.3) = 8.06\text{KN/m ; avec :}$$

- G_m : charges permanentes des murs en doubles parois.
- H : c'est la hauteur d'étage.
- h : c'est la hauteur de la poutre de chaînage.

$$\text{Donc } p_t = p_c + p_m = 9.93\text{KN/m.}$$

P_t : Poids propre total.

p_m : Poids propre de chaînage

p_c : Poids propre du mur

$$q_u = 1.35 \times (1.87 + 8.06) = 13.40 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.06 + 1.87 = 9.93\text{KN/m.}$$

- **Calcul a l'ELU:**

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8} = 40.21\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_u = 30.16\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = -20.10\text{KN.m}$$

III.7.3. Le ferrailage :

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $b = 25\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = 27\text{cm}$.

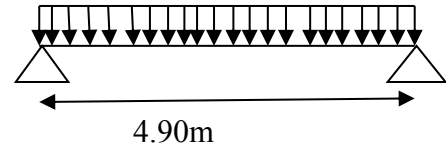


Figure III.31. Schéma De chaînage

Tableau III.55. Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal}	A_{adop}
En travée	30.16	0.029	0.037	0.266	3.26	3T12=3.39
En appuis	20.1	0.019	0.024	0.267	2.16	3T10 =2.36

III.7.4. Vérifications à L'ELU :

- Vérification à l'état limite ultime :
- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.48 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm (Art III.3.b) [1]}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle} \quad \phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2) [4]}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 80.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{c28})}$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{0.25 \times (0.48 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$. On adopte

$$S_t = 15cm.$$

III.7.5. Vérifications à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 29.8KN.m$$

$$M_t = 0.75M_u = 22.35KN.m$$

$$M_a = -0.5M_u = -14.9KN.m$$

Calcul de la position de l'axe neutre y : $A = 3.26cm^2$; $h = 30cm^2$; $d = 27cm^2$.

- En Travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.26cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.72cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 22517.411cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.65MPa < 15MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

- En appuis

$$A = 2.36cm^2; d = 27cm^2; y = 7.44cm; I = 16975.736cm^4$$

$\sigma_{bc} = 6.53MPa < 15MPa$ C'est vérifié.

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

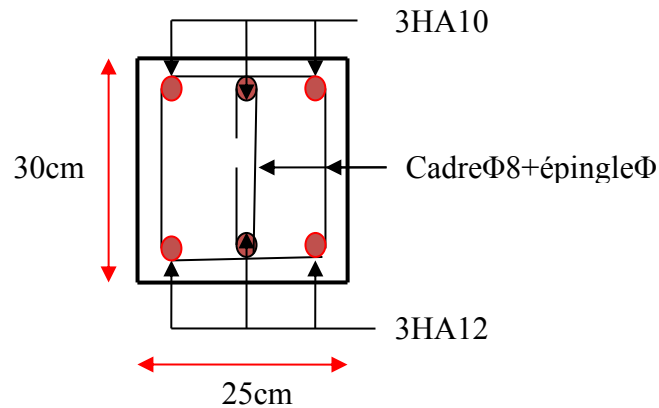


Fig.III.32. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8. CONCLUSION

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente trois types d'escaliers et trois types de dalles pleines, Dans ce chapitre il a été procédé à étude et ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

Chapitre VI

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet de séisme. L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le SAP2000.V.14.2 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2. Méthodes de calculs

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente.

➤ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Condition d'application de la méthode

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2) la méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone 1 et à 30m en zone IIb et III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

➤ **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon les formules :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99.Art(4.2.3)}$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau 4.1)**

.Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par : **RPA99 (Tableau 4.4).**

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	O	0.00
6- Contrôles d'exécution	O	0.00

D'onc $Q = 1.20$

- W : Poids total de la structure tirés à partir de logiciel SAP2000/Version14.2.2

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$\Rightarrow W = 68849.33 \text{ KN.}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 , T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$.RPA 99(Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure**

1- $T_1 = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99 (Formule 4-6)**

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_2 = \frac{0.09 \times h_n}{D} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1 ; T_2)$.

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

$$h_n = 37.49m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.05 \dots \dots \dots \text{RPA (Tableau 4.6)}.$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T

$$D' \text{ où : } T_1 = 0.05 \times (37.49)^{3/4} = 0.757 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 30m, \quad L_y = 19.2m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.616s \\ T_y = 0.77s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_1) = 0.616s > T_2 = 0.50s$$

$$T_y = \min(T_y; T_1) = 0.757s > T_2 = 0.50s$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.616} \right)^{2/3} = 1.76 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.757} \right)^{2/3} = 1.53 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.616 = 0.8s \\ T_s = 1.3 \times 0.757 = 0.984s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{- Sens (x) : } V_{st} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.20}{5} \times 68849.33 \Rightarrow V_{st} = 4362.29KN.$$

$$\text{- Sens (y) : } V_{st} = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.20}{5} \times 68849.33 \Rightarrow V_{st} = 3792.22KN.$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- a. **principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

b. les hypothèses

- 1) Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2) Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3) Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- 4) Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

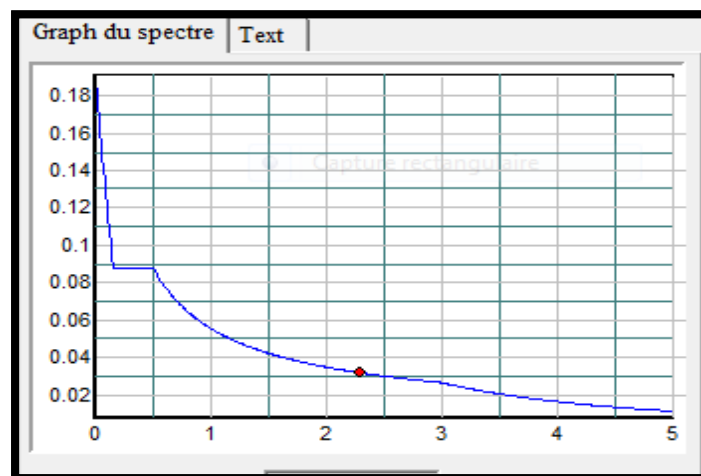


Figure IV.1 : Graphe du spectre.

- **Méthode d'analyse par accélérographes.**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié Au paravent le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- **Description du logiciel SAP 2000**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur

graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4. Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP 2000 version 14.2.2

1. Dispositions des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la représentation ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode qui est une translation suivant y-y et au deuxième mode qui est une translation suivant x-x, en tenant compte des conditions du RPA99/V2003.

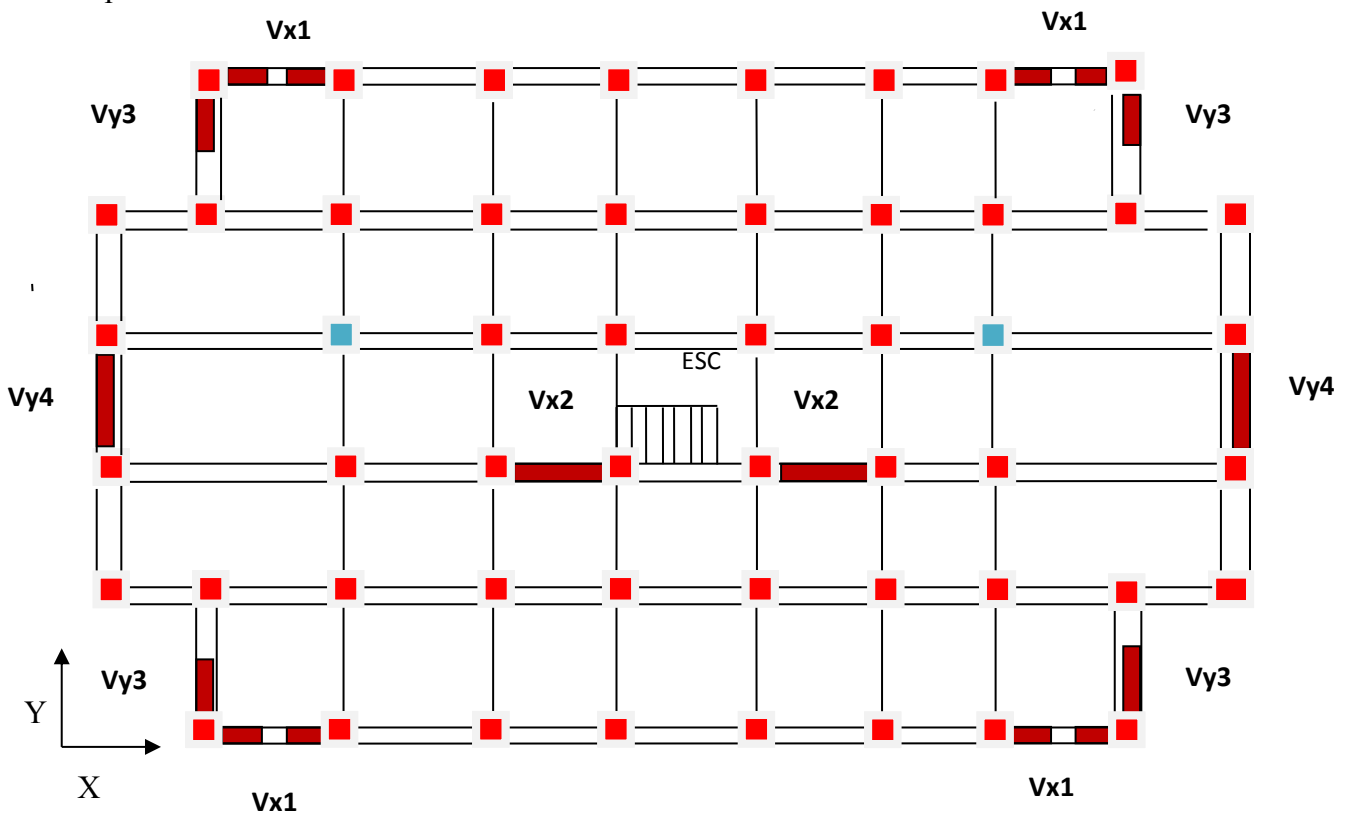
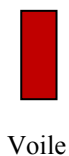


Figure IV.2 : La disposition des voiles



IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000V14.2.2 :

a. Modes et périodes de vibration et taux de participation masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% de la masse totale de bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3 : La participation massique mode.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.819978	0.0025	0.6943	0.0025	0.6943
Mode 2	0.747544	0.68428	0.00266	0.68679	0.69695
Mode 3	0.582475	0.0071	4.788E-08	0.69389	0.69695
Mode 4	0.362992	0.00001332	0.000004517	0.6939	0.69696
Mode 5	0.362631	0.000006956	0.000005119	0.69391	0.69696
Mode 6	0.346644	0.000007185	0.000003599	0.69392	0.69697
Mode 7	0.346306	0.00000342	0.000003743	0.69392	0.69697
Mode 8	0.222833	0.00023	0.17244	0.69415	0.86941
Mode 9	0.206889	0.16687	0.00016	0.86102	0.86956
Mode 10	0.149195	0.0000148	0.000002017	0.86103	0.86957
Mode 11	0.12719	2.803E-07	0.00001267	0.86103	0.86958
Mode 12	0.126696	1.977E-07	9.164E-07	0.86103	0.86958
Mode13	0.125688	0.000002837	0.00004636	0.86104	0.86963
Mode14	0.125556	2.459E-07	0.00008729	0.86104	0.86971
Mode15	0.125537	0.000005841	0.000002266	0.86104	0.86972
Mode16	0.125445	2.828E-07	0.00004247	0.86104	0.86976
Mode17	0.125436	0.000002756	3.454E-08	0.86105	0.86976
Mode18	0.125377	4.739E-08	0.00001707	0.86105	0.86977
Mode19	0.125371	8.637E-07	0.000001816	0.86105	0.86978
Mode20	0.125332	1.212E-07	0.000009074	0.86105	0.86979
Mode21	0.125323	4.624E-07	0.000001961	0.86105	0.86979
Mode22	0.125302	1.051E-09	0.000000181	0.86105	0.86979

Mode23	0.125292	7.055E-11	3.223E-08	0.86105	0.86979
Mode24	0.125259	1.597E-10	2.41E-10	0.86105	0.86979
Mode25	0.125248	1.575E-10	9.586E-09	0.86105	0.86979
Mode26	0.125238	1.343E-08	0.000002289	0.86105	0.86979
Mode27	0.125224	1.997E-07	1.836E-07	0.86105	0.86979
Mode28	0.120261	0.000001427	0.00002111	0.86105	0.86981
Mode29	0.107691	0.00899	0.04207	0.87004	0.91188
Mode30	0.105915	0.03079	0.01896	0.90083	0.93084

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

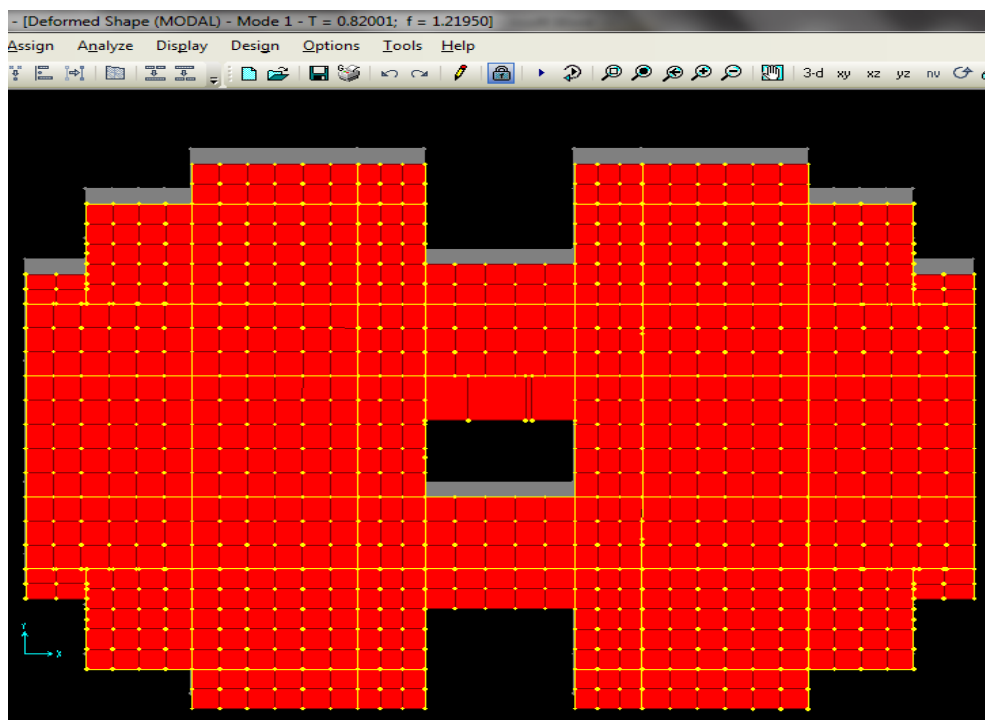


Figure VI.3 : 1^{er} mode (translation suivant Y).

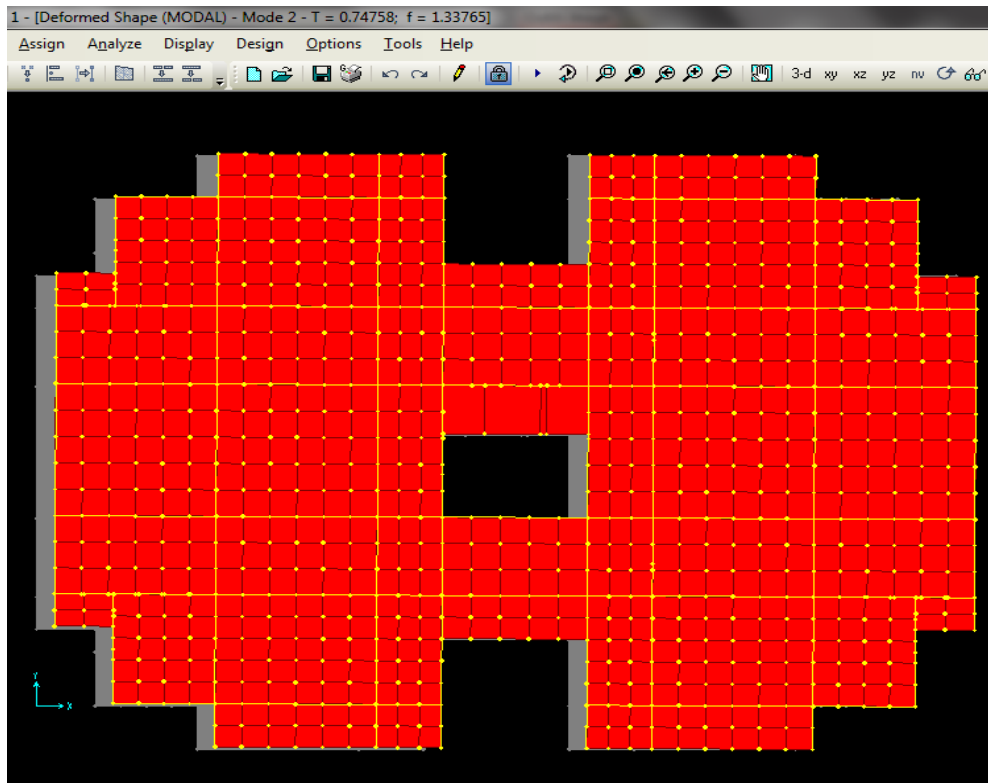


Figure VI.4 : 2^{ème} mode (translation suivant X).

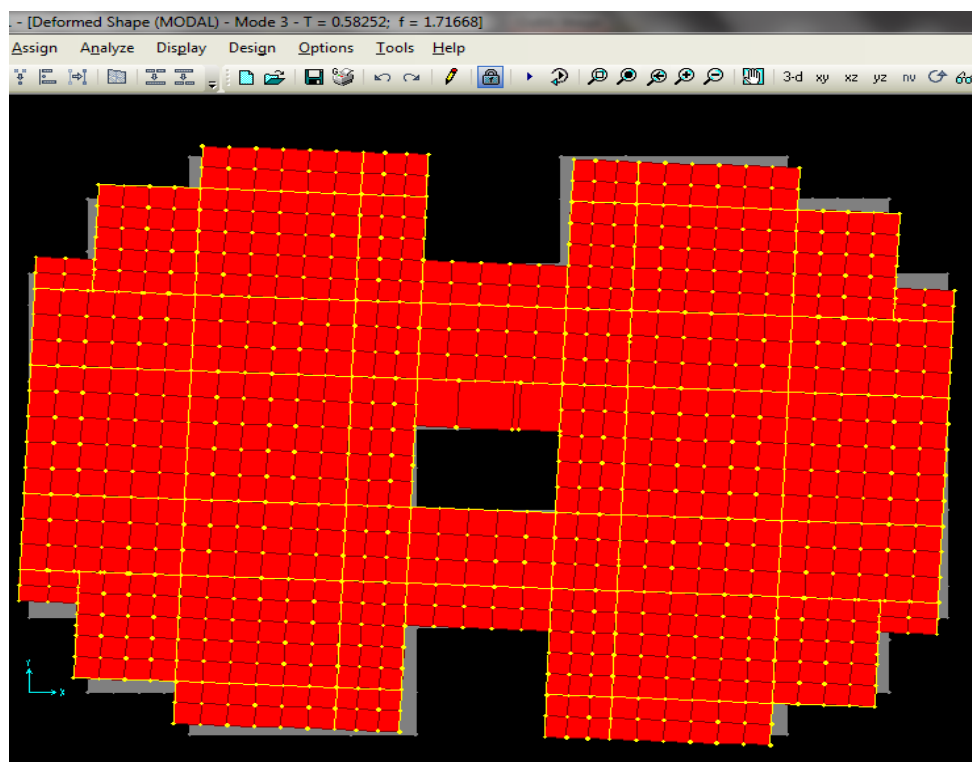


Figure VI.5 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z).

➤ **Justification de l'interaction voiles portiques**

• **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau. IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	66618.98	3287.635	95.2971	4.702895
1 ^{er} étage	56126.603	9558.449	85.44806	14.55194
2 ^{ème} étage	50075.284	6415.558	88.64319	11.35681
3 ^{ème} étage	43612.925	5133.146	89.46962	10.53038
4 ^{ème} étage	37501.668	5714.741	86.77646	13.22354
5 ^{ème} étage	31508.19	3916.658	88.94375	11.05625
6 ^{ème} étage	25445.517	5783.043	81.48156	18.51844
7 ^{ème} étage	19692.172	2149.873	90.15718	9.842819
8 ^{ème} étage	13984.75	3320.835	80.81062	19.18938
9 ^{ème} étage	8731.696	1636.502	84.21614	15.78386
10 ^{ème} étage	4111.588	933.848	81.49123	18.50877

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

• **Sous charges horizontales**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique e (%)	Voile (%)
RDC	2946.474	703.328	80.729694	19.27031	18674.51	26971.84	40.9112	59.0887
1 ^{er} étage	1953.605	1421.442	57.883787	42.11621	13749.24	31890.35	30.1256	69.8743
2 ^{ème} étage	1418.393	506.008	73.705688	26.29431	16028.74	28028.25	36.3818	63.6181
3 ^{ème} étage	1453.816	657.044	68.873161	31.12684	16857.21	24787.47	40.4786	59.5213
4 ^{ème} étage	1490.613	432.11	77.526144	22.47386	17652.18	21013.68	45.6531	54.3468
5 ^{ème} étage	1511.856	302.142	83.343863	16.65614	18145.56	16775.4	51.9618	48.0381
6 ^{ème} étage	1355.793	1055.233	56.233031	43.76697	16603.81	14090.36	54.0943	45.9056
7 ^{ème} étage	1315.755	311.223	80.8711	19.1289	16498.22	9234.069	64.1148	35.8851
8 ^{ème} étage	1138.22	534.086	68.062902	31.9371	14819.19	5827.687	71.7744	28.2255
9 ^{ème} étage	889.6	213.339	80.657226	19.34277	11821.35	3475.874	77.2777	22.7222
10 ^{ème} étage	752.009	198.383	79.126192	20.87381	11194.04	4967.776	69.2622	30.7377

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages

b. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{(IV-8)} \quad \text{RPA99 (Formule 7.2)}$$

Tel que : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

NIVEAU	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	70 × 70	4900	2737.111	0.223	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	65 × 65	4225	1146.905	0.108	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	60 × 60	3600	1901.054	0.211	vérifiée
8 ^{ème} étage	55 × 55	3025	669.217	0.088	vérifiée
9 ^{ème} étage	50 × 50	2500	437.642	0.070	vérifiée
10 ^{ème} étage	45 × 45	2025	226.497	0.045	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

c. Justification vis-à-vis des déformations

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec : **RPA99 (Article 5.10)**

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99**

(Art 4.4.3)

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Niv	Sens x-x						Sens y-y				
	h_k (m)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_{ek} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Niv10	306	0.9035	0.8565	0.1807	0.047	0.0153	0.2375	1.1875	1.086	0.1015	0.033
Niv9	306	0.8265	0.741	0.1653	0.085	0.0287	0.2172	1.086	0.9765	0.1095	0.036
Niv8	306	0.741	0.65	0.1482	0.091	0.0297	0.1953	0.9765	0.8605	0.116	0.038
Niv7	306	0.65	0.55	0.13	0.1	0.0327	0.1721	0.8605	0.738	0.1225	0.04
Niv6	306	0.55	0.4585	0.11	0.092	0.03	0.1476	0.738	0.6115	0.1265	0.041
Niv5	306	0.4585	0.362	0.0917	0.096	0.0314	0.1223	0.6115	0.4845	0.127	0.042
Niv4	306	0.362	0.2685	0.0724	0.093	0.0304	0.0969	0.4845	0.361	0.1235	0.040
Niv3	306	0.2685	0.182	0.0537	0.086	0.0281	0.0722	0.361	0.2455	0.1155	0.038
Niv2	306	0.182	0.1065	0.0364	0.076	0.0248	0.0491	0.2455	0.144	0.1015	0.033
Niv1	306	0.1065	0.046	0.0213	0.061	0.0199	0.0288	0.144	0.0635	0.080	0.026
RDC	459	0.046	0	0.0093	0.046	0.01	0.0127	0.0635	0	0.0635	0.014

- **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage :

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k_{\max}} = 0.1 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k_{\max}} = 0.127 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

d. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$: (Art 5.9) [4]

L'effet $P-\Delta$ (effet de second ordre) est l'effet dus aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1 \text{ (Art 5.9) [4]}$$

Tel que :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \text{ (Art 5.9) [4]}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

h_K : Hauteur d'étage K

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, l'effet $P-\Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$ Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tableau IV.8 : Vérification a L'effet $P-\Delta$.

Niveau	h_t	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
	(m)		Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)
Niv10	3.06	4656.268	0.169	10512.55	0.0244	0.2382	16161.82	0.0224
Niv9	3.06	9351.279	0.1546	11940.18	0.0395	0.2179	15297.225	0.0435
Niv8	3.06	15489.796	0.1389	18420.6	0.0381	0.1958	20646.877	0.0480
Niv7	3.06	19463.167	0.1219	18352.87	0.0422	0.1725	25732.289	0.0426
Niv6	3.06	27835.227	0.1042	27575.82	0.0343	0.1479	30694.17	0.0438
5Niv	3.06	31527.325	0.086	19591.43	0.0452	0.1224	34920.954	0.0361
4Niv	3.06	38475.224	0.068	20895.23	0.0409	0.097	38665.861	0.0315
3Niv	3.06	43372.757	0.0505	21229.21	0.0337	0.0723	41644.68	0.0246
2Niv	3.06	50311.563	0.0342	17622.07	0.0319	0.0491	44056.99	0.0183
1Niv	3.06	58561.243	0.0201	31680.55	0.0121	0.0289	45639.585	0.0121
RDC	4.59	62519.471	0.0088	26871.8	0.0044	0.0126	45646.344	0.0037

- **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultats obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

- e. **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	V_{dym} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	41605.53	4180.53	3344.42	Vérifiée
y-y	46986.62	3634.21	2907.37	Vérifiée

- **Analyse des résultats**

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.6. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (verticale et horizontale).

Pour satisfaire les conditions de l'RPA, on a augmenté les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrillés selon les dimensions suivantes :

- RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage : (70x70).
- 3^{ème} et 4^{ème} 5^{ème} étage : (65x65).
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : (60x60.)
- 8^{ème} étage : (55x55).
- 9^{ème} étage : (50x50).

- 10^{ème} étage : (45x45).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles- portiques, l'effort normal réduit, elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Chapitre V

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, V, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99Version 2003** suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.2.1. Recommandation du RPA 99 :

V.2.1.1 Ferrailage

a. Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1) [4]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% ($b \times h$) en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% ($b \times h$) En zone courante.
- 6% ($b \times h$) En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
- 40ϕ En zone IIa.
- Avec ϕ_{max} : est le diamètre maximale d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les armatures transversales : (Art 7.5.2.2) [4]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$0.3\% \times s_t \times h$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.2.3. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Acalcul (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	N ^{bre} de Barre
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} 2 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	111.84	350.98	8.24	6	8.42	2T16+3T14
			Travée	97.89		7.12		8.01	3T12+3T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	51.80	216.267	4.26	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	50.43		4.14		6.47	2T14+3T12
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	127.07	160.867	9.49	6	10.65	3T16+3T14
			Travée	114.68		8.47		9.24	6T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	83.95	124.906	7.15	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	82.4		7.01		8.01	3T12+3T14
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	122.10	154.036	9.08	6	9.24	6T14
			Travée	111.73		8.23		9.24	6T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	81.74	120.76	6.95	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	78.89		6.68		8.01	3T12+3T14
8 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	103.16	129.89	7.54	6	8.01	3T12+3T14
			Travée	97.7		7.11		8.01	3T12+3T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	70.51	103.254	5.91	5.25	6.88	3T12+3T14
			Travée	66.49		5.55		6.88	3T14+2T12
9 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	86	102.218	6.20	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	78.71		5.64		6.88	3T14+2T12
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	62.30	85.342	5.18	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	55.97		4.62		6.88	3T14+2T12
10 ^{ème} étage	Poutre Principale	30x45	Appuis	78.41	91.657	5.61	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	57.89		4.08		6.88	3T14+2T12
	Poutre Secondaire	30x40	Appuis	59.74	291.327	4.95	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	52.35		4.30		6.88	3T14+2T12

-Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99**Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

- **Poutres principales**
- **En zone courante :** $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \dots$ condition vérifiée
- **zone de recouvrement :** $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$
- **Poutres secondaires**

En zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times d = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopt}}$

Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

- **Calcul de ϕ_t :**

- Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,28; 3; 1,2 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ mm}$$

-Le diamètre des armatures transversales pour les poutres secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{(Article H.III.3)[1]}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,4; 3)$$

$$\phi \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

- **Calcul de l'espacement**

- **Selon le RPA**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min(h/4; 12\phi^{\min}; 30 \text{ cm})$ (Art7.5.2.2) [4]

Poutres principales : $S_t \leq \min(11,25; 1,4; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2) [4]

Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

a) Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2. \dots \text{Vérfiée.}$$

2.4. Vérification à l'ELU :

a- condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b-Vérification des Contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) \quad (\text{Article H.III.1}) [1]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	-τ _u (MPa)	Observation
Principales	350.98	2.72	3.33	Vérifiée
Secondaires	216.267	1.89	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

c-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- **Appuis de rives** $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e} \dots (1) \quad (\text{Art H.IV.2}) [1]$

- **Appuis intermédiaires** $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{Ma}{0.9 \times d}\right) \dots (2)$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci- après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	350.98	127.07	1.01	0.66	Vérifiée
Secondaires	8.01	216.267	83.95	0.621	-0.84	Vérifiée

V.2.5.Vérification à l'ELS :**a- État limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s - 15 \times A_s \times d = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

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

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci – après :

Tableau V.4. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	64.00	0.154	118116.55	8.34	Vérifiée
	Travées	28.20	0.160	108042.4	4.17	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	45.7	0.127	69996.44	8.29	Vérifiée
	Travées	22.40	0.127	69996.44	4.06	Vérifiée

b- État limite de déformation (évaluation de la flèche) :

Selon le **BAEL99**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right. \quad (\text{Art B.6.5})[1]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

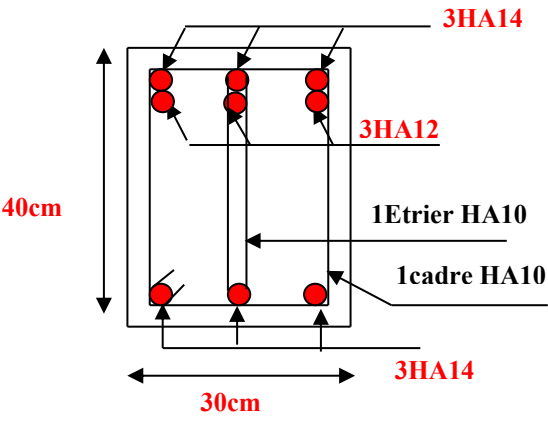
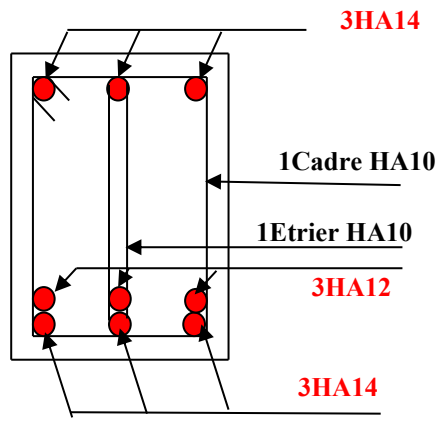
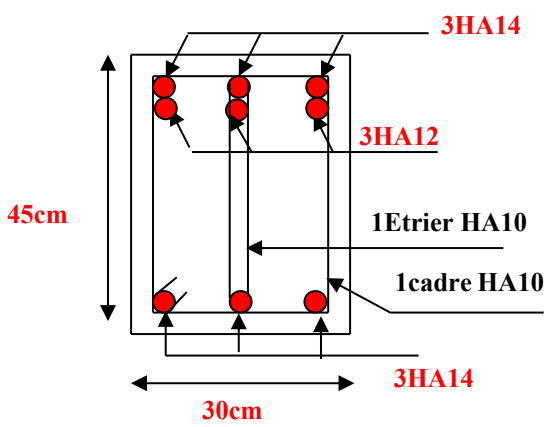
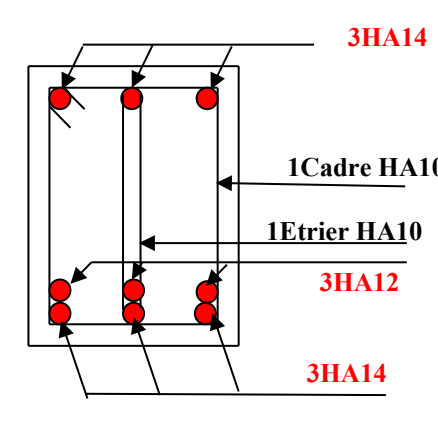
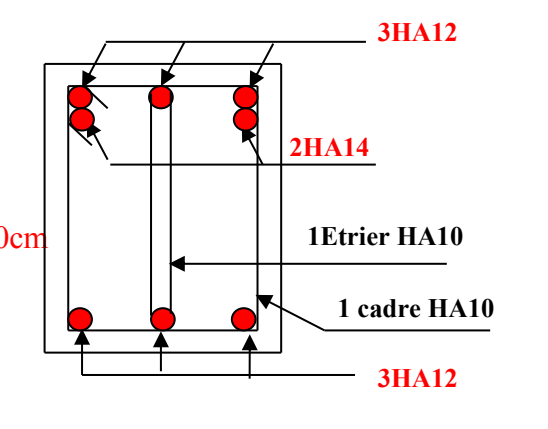
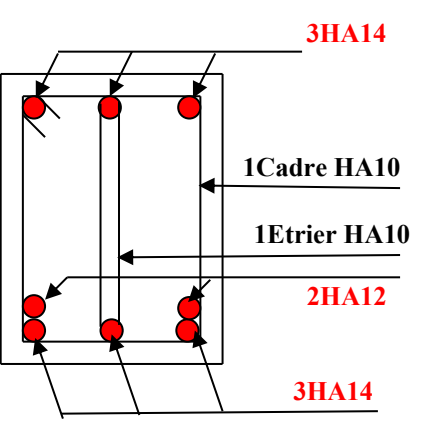
	h _t cm	B Cm	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	45	30	430	10.65	1.04	0.075	0.009	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Ps	40	30	395	8.01	1.01	0.075	0.008	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

• Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau V.6. Section de ferrailage des poutres

	En Appuis	En Travées
PP	<p>3HA14 45cm 2HA16 1Etrier HA10 1cadreHA10 30cm 3HA14</p>	<p>3HA14 1CadreHA10 1Etrier HA10 3HA12 3HA14</p>
PS	<p>3HA12 40cm 2HA14 1Etrier HA10 1cadreHA10 30cm 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA12</p>
<p>Les poutres de Sous-sol+RDC+1^{ème} étage+2^{ème} étage</p>		

	En appuis	En travées
PP	<p>45cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre HA10</p>	<p>45cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA16</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>40cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre</p>	<p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>
Les poutres de 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage		
	En appuis	En travée
PP	<p>45cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre HA10</p>	<p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>

PS	 <p>40cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre HA10</p>	 <p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>
<p>Les poutres de 6^{ème}, 7^{ème} étage</p>		
<p>En appuis</p>		<p>En travée</p>
PP	 <p>45cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre HA10</p>	 <p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>
PS	 <p>40cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA12</p> <p>2HA14</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1 cadre HA10</p>	 <p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>2HA12</p> <p>3HA14</p>
<p>Les poutres 8^{ème} étages</p>		

		En appuis	En travée
PP	45cm		
PS	40cm		
Les poutres 9^{ème}, 10^{ème} étages			

V.3. Études des poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q (RPA99)
- G+Q±E

- $0.8G \pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

L'effort normal maximal et le moment correspondant.

L'effort normal minimal et le moment correspondant.

Le moment maximal et L'effort normal correspondant.

V.3.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a. Les Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%(b_1 \times h_1)$ de la section de béton en zone IIa.

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton en zone recouvrement.

$\phi_{min} = 12mm$ (Diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

- La zone nodale est définie par $l'eth'$.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

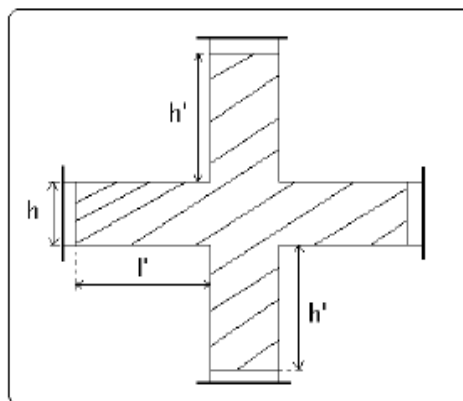


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section de poteaux(cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC, 1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	70x70	39.2	196	294
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	65x65	33.8	169	253.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
8 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
9 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
10 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5

b. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIb et III).

• **La quantité d'armature transversale minimale**

$A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Sous-sol et RDC, 1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	3674.85	38.87	189.43	3560.58	37.048	93.93
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	2773.69	77.91	136.24	1035.48	5.56	50.37
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1901.32	60.22	139.14	636.39	10.81	57.31
8 ^{ème} étage	1066.81	60.22	123.01	321.56	5.27	35.54
9 ^{ème} étage	316.99	4.34	109.1	59.53	0.68	56.61
10 ^{ème} étage	130.86	11.33	0.659	5.67	49.92	74.83

V.3.3. Ferrailage des poteaux :

V.3.3.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 3674.85 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 38.87 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU.}$$

$$N_{min} = 37.048 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 93.93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{G} + \text{Q} + \text{E.}$$

$$M_{max} = 189.43 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 3560.58 \text{ KN.} \dots \dots \dots 0.8\text{G} + \text{E.}$$

Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.65 \text{ m}, d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$N = 3674.85 \text{ KN} \text{ (de compression)} \dots \dots \dots \text{(ELU)}$$

$$M = 38.87 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0105 \text{ m.}$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}(I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 38.87 + 3674.85(0.65 - 0.35) = 1141.32 \text{ KN.m}$$

$$A = 3674.85 \times 10^{-3}(0.65 - 0.05) - 1141.32 \times 10^{-3} = 1.06$$

$$B = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2 = 1.36.$$

$$A = 1.06 < B = 1.36$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1141.32 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.271$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.405$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.544 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 60.22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -45.37 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :**

$$M = 189.43 \text{ KN.m}; N = 3560.58 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.053 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.87 < B = 1.36$ non vérifiée \rightarrow Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 1.257 \text{ MN} \rightarrow \mu_{bu} = 0.29 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.45 \rightarrow z = 0.53 \text{ m} \rightarrow A_1 = 68.03 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N = 37.048 \text{ KN}; M = 93.93 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 2.53 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures.

(I) $\Rightarrow -0.082 < 1.36$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section entièrement comprimée

$$M_A = 0.105 \text{ MN} \rightarrow \mu_{bu} = 0.025 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.031 \rightarrow z = 0.64 \text{ m} \rightarrow A_1 = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.9. Calcul des armatures longitudinales :

Niveaux	Section (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Sous- sol, RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	70x70	0	0	39.2	44.77	8HA20+4HA25
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	65x65	2.27	2.27	33.8	37.7	12HA20
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	60x60	2.72	2.72	28.8	33.17	8HA20+4HA16
8 ^{ème} étage	55x55	2.52	2.52	24.2	24.89	8HA14+4HA20
9 ^{ème} étage	50x50	6	6	20	20.36	8HA14+4HA20
10 ^{ème} étage	45x45	0	0	14.4	18.47	12HA14

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau.10. calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	Ø ^{min} (cm)	V _u	l _r (cm)	t zone nodule (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} des barres
70×70	2.0	254.86	80	10	15	4.65	5.56	6.79	6T12
65×65	2.0	140.56	80	10	15	3.04	4.68	4.71	6T10
60×60	1.6	144.42	64	10	15	3.38	4.32	4.71	6T10
55×55	1.4	132.88	56	10	15	3.39	3.96	4.71	6T10
50×50	1.4	67.44	56	10	15	1.89	3.6	4.71	6T10
45×45	1.4	47.13	56	10	15	1.47	0.8	4.71	6T10

V.3.3.2. Vérifications :

- **Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élancement mécanique est donné :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b \quad \text{Pour les sections circulaires} \end{array} \right.$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage

$$N_d = 3674.85 \text{ KN}$$

$$l_f = 190.4 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 9.42 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1.014 = 0.84$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.84 \left[\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{44.77 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 8.5 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.674 \text{ MN} < N_u = 8.5 \text{ MN} \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Justification au flambement pour les poteaux

Niveaux	Section	L_0	l_f	λ	α	As	B_r	N_d	N_u
	(cm ²)	(cm)	(cm)			(cm ²)	(cm ²)	(MN)	(MN)
Sous- sol	70*70	272	190.4	9.42	0.84	44.77	0.4624	3.674	8.5
RDC	70*70	459	321.3	15.9	0.82	44.77	0.4624	3.674	9.13
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	70*70	306	214.2	10.7	0.83	44.77	0.4624	3.674	9.23
3 ^{me} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	65*65	306	214.2	11.41	0,83	37.7	0.3969	0.14	7.91
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	60*60	306	214.2	12.36	0,83	33.17	0.3364	0.144	6.70
8 ^{ème} étage	55*55	306	214.2	13.49	0,83	24.89	0.2809	0.132	5.52
9 ^{ème} étage	50*50	306	214.2	14.84	0,82	20.36	0.2304	0.067	4.45
10 ^{ème} étage	45*45	3	214.2	16.48	0,81	18.47	0.1849	0.1308	3.62

On remarque que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de notre structure \Rightarrow Pas de risque de flambement

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveaux	Sous-sol et RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45
d (cm)	67	62	57	52	47	42
A' (cm ²)	22.385	18.85	15.645	12.445	10.18	9.235
A (cm ²)	22.385	18.85	15.645	12.445	10.18	9.235
V (cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5
I _{yy'} (m ⁴)	0.0268	0.018	0.014	0.0098	0.0066	0.0037
N _{ser} (MN)	2.69	2.029	1.39	0.78	0.48	0.095
M _{ser} (MN. m)	0.046	0.081	0.076	0.069	0.075	0.00827

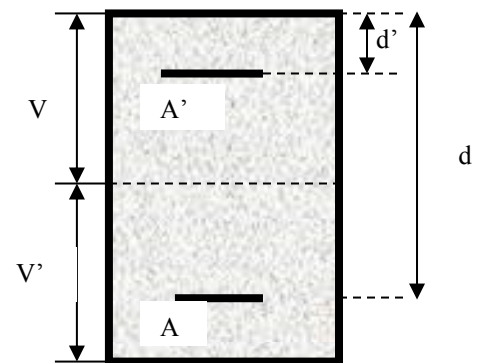


Figure V.2 : section du poteau

$\sigma_{bc1}(MPA)$	5.42	5.69	5.04	4.23	4.55	2.48
$\sigma_{bc2}(MPA)$	4.22	2.27	1.78	0.35	-1.12	-1.05
$\overline{\sigma}_{bc}(MPA)$	15	15	15	15	15	15
Observation	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

- **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \quad \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

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

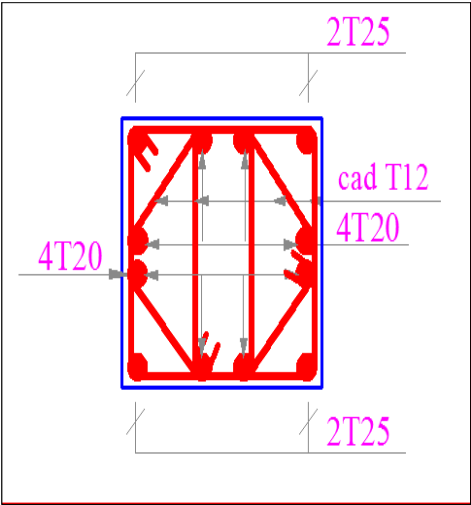
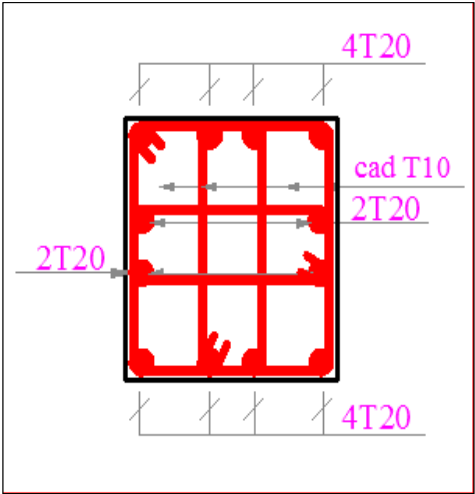
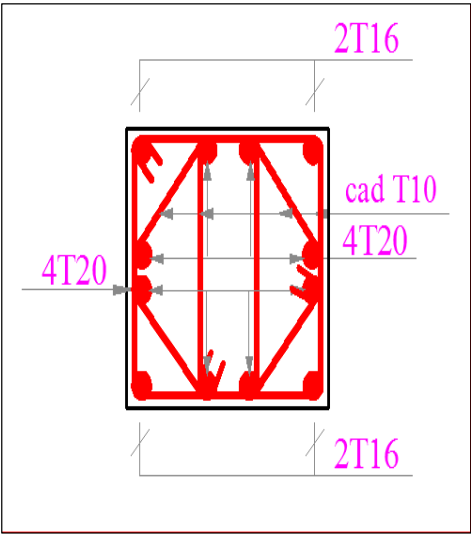
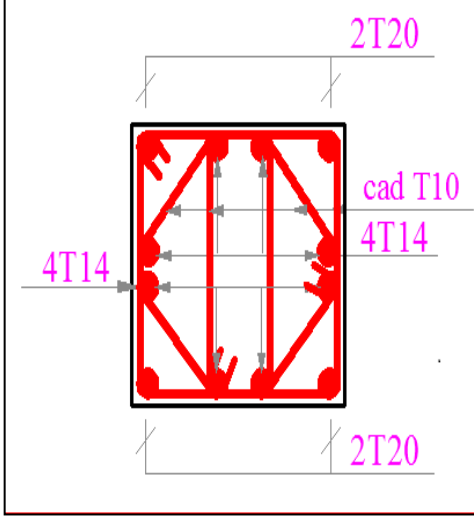
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

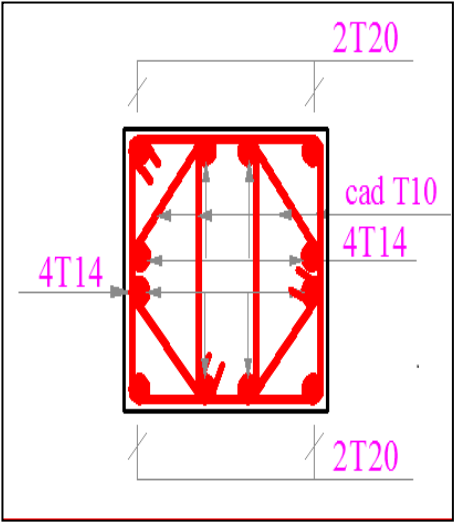
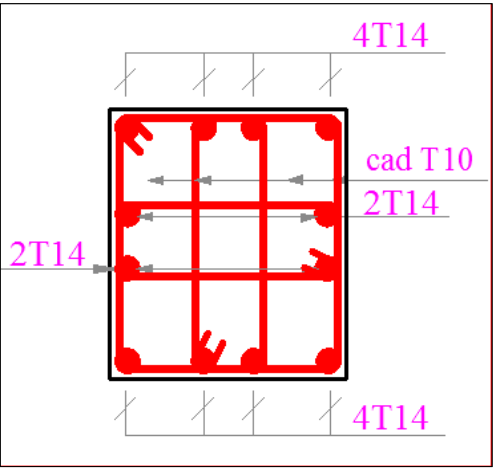
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPA)	Obs
Sous-sol	70x70	190.4	9.42	0.04	67	254.86	0.54	1	Verifier
RDC	70x70	321.3	15.9	0.04	67	254.76	0.54	1	Verifier
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	70x70	214.2	10.7	0.04	67	254.76	0.54	1	Verifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	65x65	214.2	11.41	0.04	62	140.56	0.35	1	Verifier
5 ^{ème} étage	60x60	214.2	12.35	0.04	57	144.42	0.42	1	Verifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55x55	214.2	13.49	0.04	52	132.88	0.46	1	Verifier
8 ^{ème} étage	50x50	214.2	14.84	0.04	47	67.44	0.28	1	Verifier
9 ^{ème} étage	45x45	214.2	16.48	0.04	42	47.13	0.25	1	Verifier

V.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.14. Ferrailage des poteaux

<p>Sous- sol et RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage</p>	<p>3^{ème} et 4^{ème} 5^{ème} étage</p>
	
<p>Poteau (70*70)</p>	<p>Poteau (65*65)</p>
<p>6^{ème} et 7^{ème} étage</p>	<p>8^{ème} étage</p>
	
<p>Poteaux (60*60)</p>	<p>Poteaux (55*55)</p>

	
<p align="center">Poteau(50*50)cm² Poteau 9^{ème}étage</p>	<p align="center">Poteau(45*45)cm² Poteau 10^{ème}étage</p>

V.3.4.Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux,

Le RPA (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

V.3.4.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h ; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348Mpa.$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

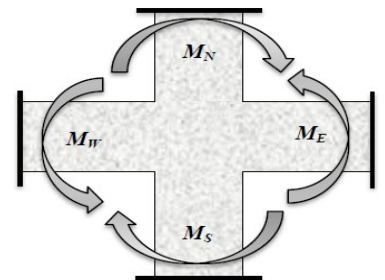


Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous -sol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	70x70	63	44.77	981.53
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	65x65	58.5	37.7	767.49
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	60x60	54	33.17	588
8 ^{ème} étage	55x55	49.5	24.89	428.75
9 ^{ème} étage	50x50	45	20.36	318.83
10 ^{ème} étage	45x45	40.5	18.47	260.32

V.4. Ferrailage des voiles :

Selon le RPA99/version 2003, chaque structure en béton armé dépassant 4 Niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par voile. La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue.

V.4.1. Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales, ils participent aussi à reprendre les charges verticales. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, et soumise à un effort normal N et un effort tranchant V concentres dans sa tête (comme le montre la figure .V.1) leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Ils présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur, donc ils ont une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à la l'épaisseur.

Ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure.

Les voile peuvent être plaines ou comportant des ouvertures lies entre eux par des planchers ; dans notre cas on a deux type de voiles plein et avec ouvertures.

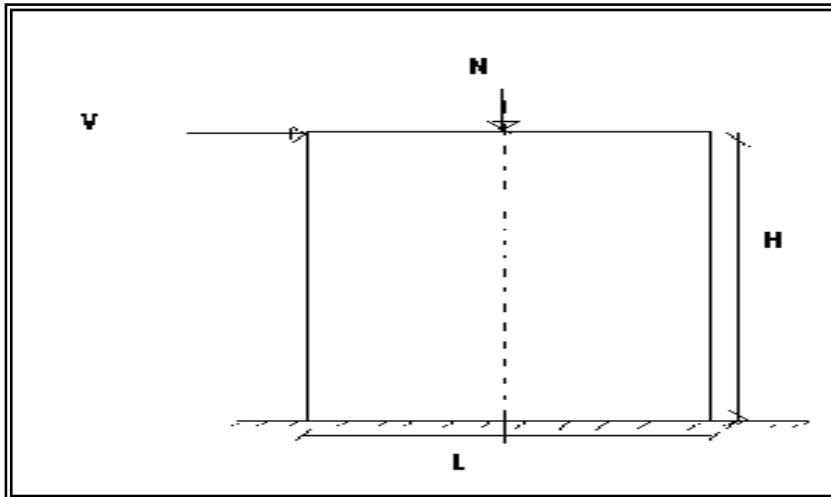


Figure V.3 : Voile

Voile plein caractérisé par son inertie I , ($I = \frac{a \times h^3}{12}$) et sa rigidité $R = \frac{12 \times E \times I}{L}$

Voile avec ouverture caractérisée par son inertie I équivalente, Cette inertie est prise en compte pour faire en sorte que la distribution des forces horizontales sera assimilée à celle d'un voile plein.

Cette inertie est égale à

$$I_{eq} = \frac{I}{\left(\frac{60}{11} \times \frac{2 \times m \times c}{I_0} \times \frac{\Omega}{\alpha^2} + 1 \right)}$$

I : est l'inertie totale du refend pris égale $\left(\sum_1^j I_j + 2 \sum_1^j m \times C_j \right)$

m : est le moment statique par rapport au centre de gravité du refend $\left(m = \frac{2C}{\sum \frac{1}{S_i}} \right)$

Ω : est la section du refend.

$2 \times C$: est la distance entre les centres de gravité des éléments du refend

$\alpha = w \times H$: est définie comme un coefficient de monolithisme

H : est la hauteur totale du refend mesurée à partir de la base.

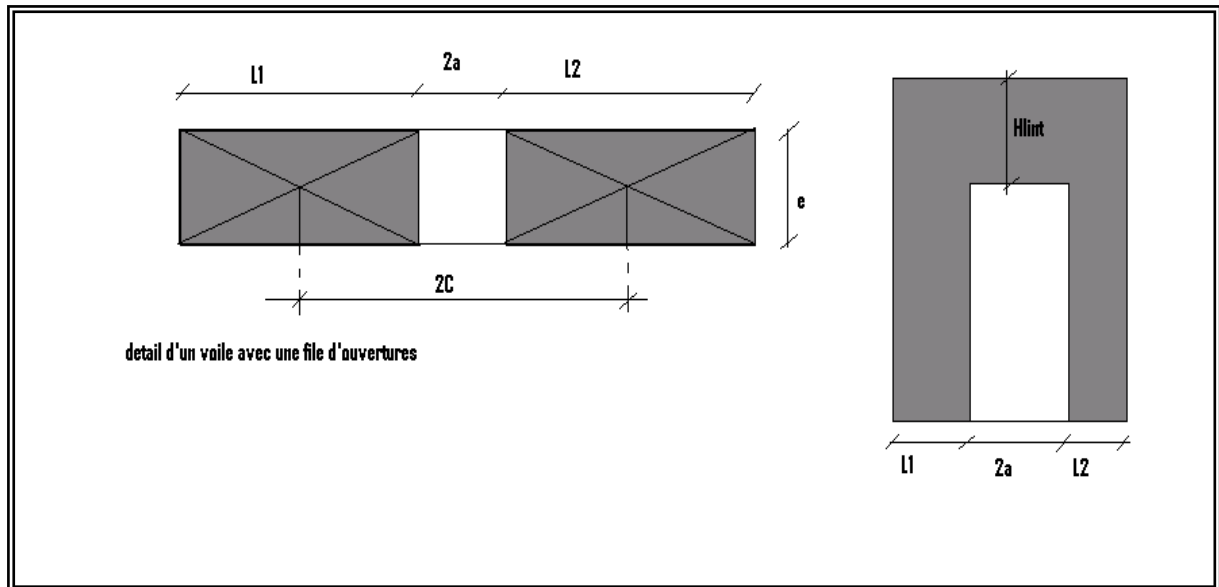


Figure V.4 : voile avec ouverture.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Remarque : Leurs ferrailages doivent satisfaire certaines conditions imposées par RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a).

V.4.2. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\text{min}} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue . e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

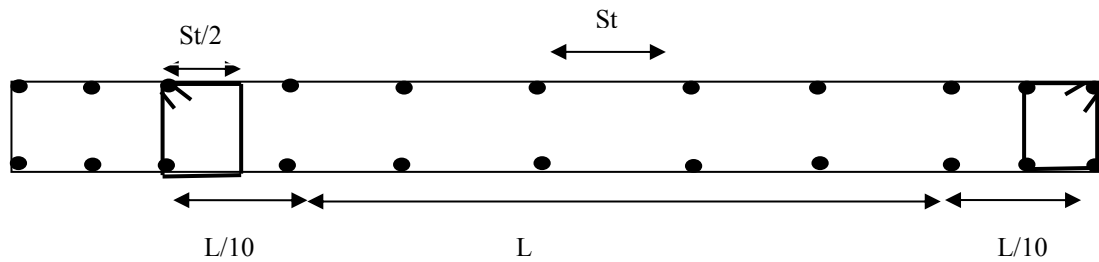


Figure V. 5 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} ; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de

$$\text{l'épaisseur du voile : } \phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$$

- L'espacement : $St = \min(1.5e ; 30)$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3 .Le calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau
Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$\begin{array}{lcl} N_{\max} & \longrightarrow & M_{\text{cor}} \\ N_{\min} & \longrightarrow & M_{\text{cor}} \\ M_{\max} & \longrightarrow & N_{\text{cor}} \end{array}$$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

- L_t : Longueur de la zone tendue, $L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right)$; $e_0 = \frac{M}{N}$
- L_c : longueur de la zone comprimée $L_c = L - 2L_t$

V.4. 4. Exemple de calcul :

V.4. 4.1. Calcul de trumeaux :

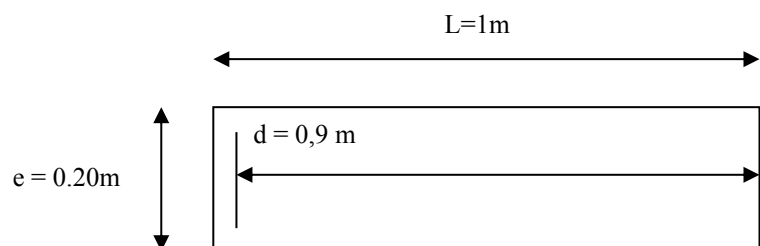
(Le calcul se fera en flexion composée)

Pour le voile Vx1 au niveau RDC+1+2 c'est un voile avec ouverture on calcule les trumeaux comme un voile plein avec les sollicitations suivantes :

$$M_{\max} = 965 \text{ KNm}$$

$$N_{\text{corr}} = 531.278 \text{ KN}$$

$$V = 140,797 \text{ KN}$$



a) Armatures verticales :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{965}{531.278} = 1.81 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$e_G < Y_G \Rightarrow N$ est un effort de compression et c en dehors de la section

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

Le calcul ce fait par assimilation à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times L = 0.9 \times 1 = 0.9$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 965 + 531,278 \left(0.9 \times 1.0 - \frac{1.0}{2} \right) = 1177,511 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } d = 0.9 \cdot h = 0.9 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1177,511 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9^2 \times 18.48} = 0.39; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.531; \quad z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.78 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1177.511 \times 10^{-3}}{0.78 \times 400} = 0.3774 \text{ m}^2 = 37.74 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 37.74 - \frac{531.278}{400} = 37.74 - 13.28 = 24.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales :** Pour les armatures verticales :

➤ **Dans la zone tendue :**

$$A_{\min}^t = 0.2\% \times e \times L_t, \quad \text{avec : } L_t = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{h}{6 \times e_G} \right) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{6 \times 1.81} \right) = 0.424 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = \frac{0.2}{100} \times 0.2 \times 0.424 = 1.696 \text{ cm}^2 < A_{cal}$$

On choisit : 14T16 = 28.15 cm²

➤ **Dans la zone courant du voile :**

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_C, \text{ avec : } L_C = L - 2L_t = 1 - 2 \times 0.424 = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = \frac{0.1}{100} \times 0.2 \times 0.15 = 0.3 \text{ cm}^2 \text{ On choisit : } 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans toute la section de la voile :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times L \times e = 3 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 0.9 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures horizontales :

On a : $V = 140.797 \text{ KN}$

Pour le calcul des armatures horizontales (A_t) on fixe d'abord S_t après on calcul A_t .

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d} = \frac{140.797 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9} = 0.78 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

Pour $S_t = 20 \text{ cm}^2$ on aura :

- $A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.78 \times 0.2 \times 0.20}{0.8 \times 400} = 0.975 \text{ cm}^2$
- $A_t \geq \frac{0.4 \times e \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.2 \times 0.20}{400} = 0.4 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(0.975, 0.4) = 0.975 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% b \times s_t = 0.15 \times 0.2 \times 0.20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On choisit : 2T10 = 1.57 cm² chaque 20 cm.

Espacement des armatures verticales (S_t).

$$S_t \leq \min(1.5 \times b, 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(1.5 \times 20, 30) \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

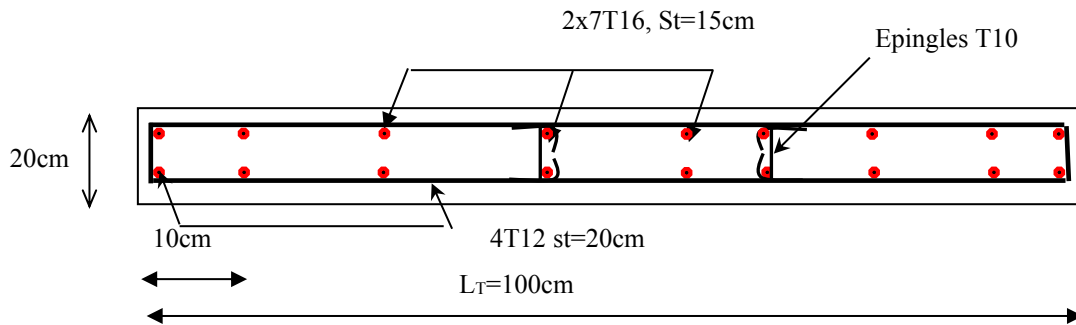
c) Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U = 1.4 \times \frac{V}{b \times d} = 1.4 \times \frac{140,797 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0,9} = 0,78 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa Art (7.7.2.)}[2]$$

d) Schéma de ferrailage :



FigureV.6 : Schéma de ferrailage du voile V_{xI} au niveau du RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage

V.4. 4.2. Calcul de linteau :

Le linteau se ferraille à la flexion simple.

Exemple de ferrailage linteau du voile V_{1x} : aux étages 3, 4,5

Les sollicitations : ces sollicitations sont tire du SAP.

$$N=246,596KN$$

$$M=419.488KN.m$$

$$V=394.920KN$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 552,888KN$$

$$d=0,9h, h : \text{hauteur du linteau}$$

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{552,888}{0,2 \times 0,9} = 3,07MPa$$

$\tau = 3,07MPa < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$ (Pas de risque de rupture par cisaillement dans le linteau).

$\tau < 0,06 \times f_{c28} = 1,5MPa$ (L'effort tranchant important fissuration du béton suivant la diagonale

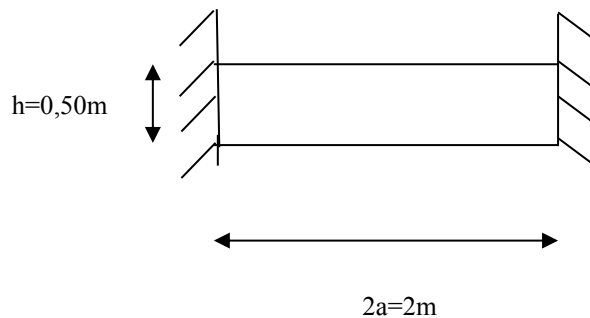
Donc la diagonal est tendue) dans ce cas il faut mettre des aciers pour reprendre la traction selon la diagonal.

a)Calcul des armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{394,920}{2 \times 400 \times 0,446} = 11,05cm^2$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h - 2 \times c}{2 \times a}$ c : enrobage

$$tg \alpha = 0,112 \Rightarrow \alpha = 8,93^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0,155$$



$$A_D^{\min} = 0,15\% \times e \times h = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_D = 4\text{HA}20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M}{Z \times f_e} = \frac{419,488}{0,9 \times 0,97 \times 400} = 3,66 \text{ cm}^2, \text{ avec : } d = 1 - 0,03 = 0,97 \text{ cm } Z = 0,9d$$

$$A_l^{\min} = 0,15\% \times e \times h = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_l = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{2 \times e}{h} = 2 > 1 \text{ Donc le linteau est long}$$

$$t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}} \text{ Pour calcul l'espace } t \text{ on va pose } A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ cadre } \Phi_8$$

$$t \leq \frac{1,01 \times 10^{-4} \times 400 \times 0,765}{552,88 \times 10^{-3}} = 55 \text{ cm}$$

On va opte pour $t = 25 \text{ cm}$

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} < \tau, \text{ Donc : } A_t^{\min} = 0,25\% \times t \times e = 1,25 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures de peau : on met des armatures de peau pour évite la fissuration.

$$A_p = 0,2\% \times e \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_p = 2\text{HA}12$$

Schéma de ferrailage

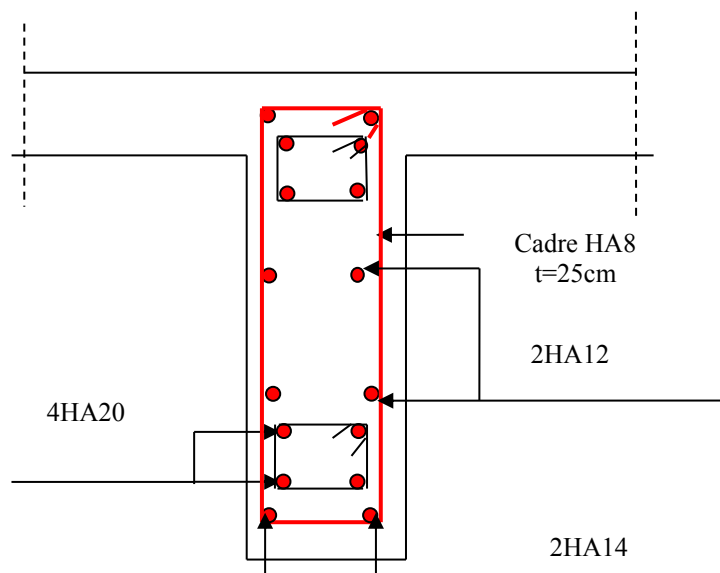


Figure V.7. : Schéma de ferrailage du linteau

N.B. Le ferrailage des linteaux est similaire a ce linteau précédent

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Selon X-X

Voile $V_{x1}, l=1.0m$; e=0.20m Le trumeau L =1m	RDC+Etage1, 2	Etage 3, 4,5	Etage 6, 7,8	Etage 9 et 10
$M (KN.m)$	965	877	317.421	221.120
$N (KN)$	531.278	498.97	337.680	137.400
$V(KN)$	140.797	139.87	124.530	96.530
$\tau (MPa)$	0.78	1.08	0.96	2.344
$l_t(m)$	0.45	0.45	0.41	0.359
$l_c(m)$	0	0	0	0
$A_v^{min} / z.com (cm^2)$	0	0	0	0
$A_v^{min} / z.tend (cm^2)$	0.97	1.81	1.64	1.79
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	24.45	22.24	5.96	5.45
$A_v^{min} (cm^2)$	1.81	3.00	3.00	3.00
N^{barre}	14T16	12T16	6T12	8T14
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	28.15	24.13	6.79	12.32
$S_t (cm)$	10	10	15	10
$A_h^{cal} / espacemt (cm^2)$	4.25	1.56	1.39	1.07
$A_h^{min} (cm^2)$	0.97	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ad} / espacemt (cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Voiles $V_{x2} : L=1.8m$; e=0.2m	RDC, Etage1, 2	Etage3, 4,5	Etage6, 7,8	Etage 9 et 10
$M (KN.m)$	3759.6	2384.9	1266.4	2305.8
$N (KN)$	74.0	243.6	128.3	603.7
$V(KN)$	415.7	313.1	243.4	621.15
$\tau (MPa)$	1.796	0.308	1.05	2.68
$l_t(m)$	0.89	0.87	0.87	0.83

$l_c(m)$	0	0	0	0
$A_v^{\min} / z.com (cm^2)$	0.021	0.11	0.109	0.28
$A_v^{\min} / z.tend (cm^2)$	3.57	3.48	3.49	331
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	33.42	19.92	10.58	16.85
$A_v^{\min} (cm^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	34.56	20.11	11.31	16.93
N^{barre}	11T20	10T16	10T12	11T14
$S_t (cm)$	15	15	15	15
$A_h^{cal} / espacmt (cm^2)$	1.93	1.45	1.13	2.89
$A_h^{\min} (cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{ad} / espacmt (cm^2)$	3.14	3.14	2.01	3.14
N^{barre}	4T10	4T10	4T8	4T10
$S_t (cm)$	15	15	15	15

Selon Y-Y

Voiles V_{y3} : L=2.0m e=0.2m	RDC, Etage1, 2	Etage3, 4,5	Etage6, 7,8	Etage6, 7,8
$M (KN.m)$	3297.6	2232.3	3189.8	2869.9
$N (KN)$	1306.2	1721.4	1128.1	1678.3
$V (KN)$	8.1	8.70	41.1	82.1
$\tau (MPa)$	0.04	0.3	0.16	0.32
$l_t(m)$	0.86	0.74	0.88	0.81
$l_c(m)$	0	0	0	0
$A_v^{\min} / z.com (cm^2)$	0	0	0	0
$A_v^{\min} / z.tend (cm^2)$	3.47	2.97	3.52	3.22
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	18.22	13.77	18.50	12.33
$A_v^{\min} (cm^2)$	6.0	6.0	6.0	6.0
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	18.47	13.85	20.11	13.85
N^{barre}	12T14	9T14	10T16	9T14
$S_t (cm)$	15	20	20	20
$A_h^{cal} / espacmt (cm^2)$	0.5	0.05	0.22	0.45
$A_h^{\min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ad} / espacmt (cm^2)$	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{barre}	4T8	4T8	4T8	4T8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

<i>Voiles</i> V_{y4} : L=4.2m e=0.2m	RDC, Etage1,2	Etage3, 4,5	Etage6, 7,8	Etage6, 7,8
M (KN.m)	15659.9	6958.8	5872.35	4515.1
N (KN)	1967.4	2622.4	1624.1	1444.47
V (KN)	2549.7	1567.1	1233.3	1411.3
τ (MPa)	4.41	2.90	2.28	2.06
l_i (m)	2.04	1.87	1.89	1.83
l_c (m)	0	0	0	0
$A_v^{\min} / z.com$ (cm ²)	0	0	0	0
$A_v^{\min} / z.tend$ (cm ²)	8.15	6.18	6.77	6.51
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)	43.25	19.48	24.03	15.95
A_v^{\min} (cm ²)	13.5	12.6	12.6	12.6
$A_v^{adp} / face$ (cm ²)	43.98	21.55	24.13	18.47
N^{barre}	14T20	14T14	12T16	12T14
S_t (cm)	25	25	25	25
$A_h^{cal} / espacemt$ (cm ²)	7.91	5.21	4.10	3.70
A_h^{\min} (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75
$A_h^{ad} / espacmt$ (cm ²)	8.04	6.16	4.52	4.52
N^{barre}	4T16	4T14	4T12	4T12
S_t (cm)	25	25	25	25

V.5.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés en ce référant aux règlements de (BAEL) et respecte les exigences de l' RPA.

Chapitre VI

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.5 bars pour une profondeur de 4 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

VI.4. Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne convient pas ; on passe au radier général.

VI.4.1. Le choix de type de fondation :**VI.4.1.1. Semelle isolée :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

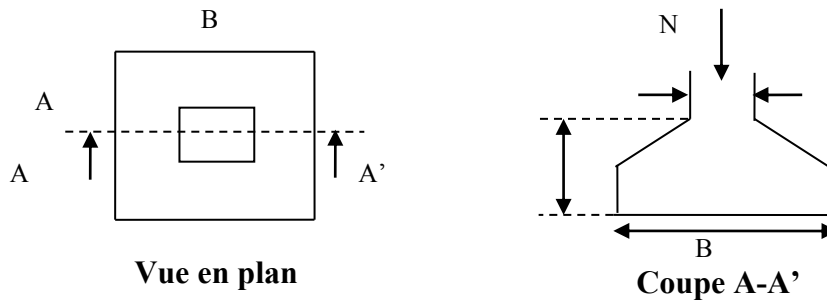


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc : $S = A \times B$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homodhétiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.70 \times 2411.317 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.15}} = 4.009m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.1.2.Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

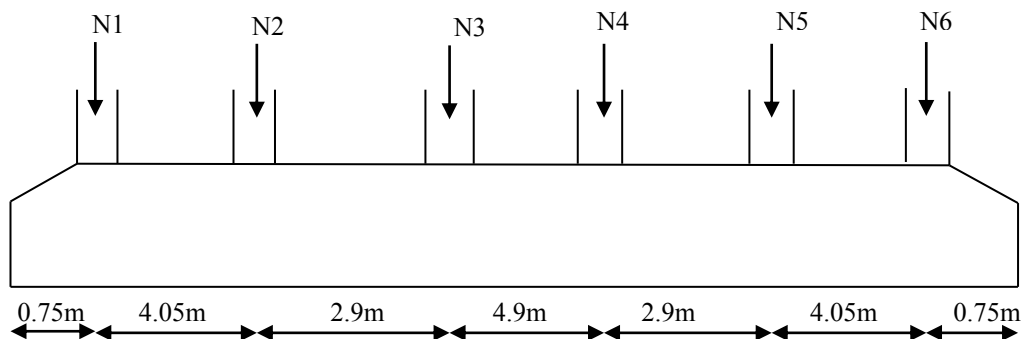


Figure VI. 2. Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1=233.233\text{KN}$, $N_2=1223.36\text{KN}$, $N_3=2761.029\text{KN}$, $N_4=2571.441\text{KN}$, $N_5=1209.983\text{KN}$

$N_6=228.488\text{KN}$

$$\sum N_i = 7999.046\text{KN}.$$

$$\sum L_i = 20.3\text{m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7999.046 \times}{20.3 \times 150} = 2.63\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI.4.1.3. Vérification de Radier général

- **Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

✓ La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{85728.903}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 571.52\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de **SAP2000**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 30 \times 19.2 \Rightarrow S_{bat} = 576\text{m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 576\text{m}^2$$

Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle.

$L_{max}=5.2\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} \Rightarrow h_t \geq 52\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

- **Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{520}{20} \Rightarrow h_0 \geq 26cm; \text{ On prend } h_0 = 40cm .$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a $\begin{cases} ht = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.76m \\ L_{\max} = 5.2m > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33m \end{cases}$ Non vérifie

On redimensionne les nervures avec $h_t=80cm$:

Tel que $\begin{cases} ht = 80cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.42m \\ L_{\max} = 5.2m < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.37m \end{cases}$ C'est vérifie

Donc on opte pour $ht=80cm$.

A partir de ces trois conditions, on prend :

$$h_t = 80cm$$

$$h_r = 40cm$$

Les vérifications nécessaires :

• **Vérification au poinçonnement :**

(Art A.5.2.42) [1]

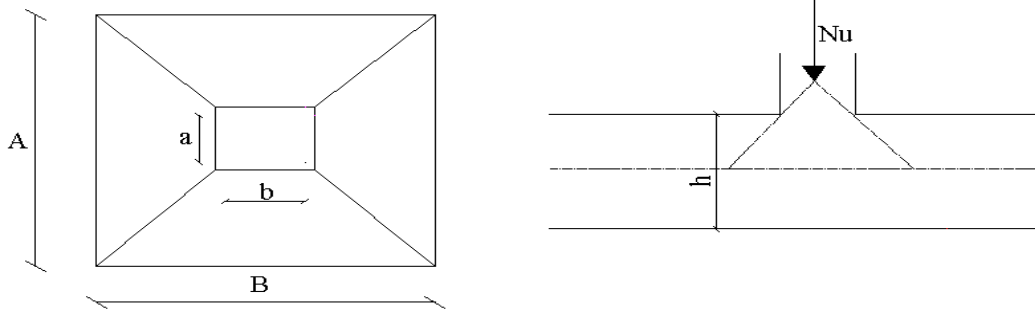


Figure VI.3. Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2h_t)$$

$$U_c = 2 \cdot (0.70 + 0.7 + 2 \times 0.80) = 6m$$

$$N_d = 3.315MN \leq 0.045 \times 6 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} = 3.6MN \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir de programme Socotec, on a tiré les nouvelles caractéristiques suivantes :

$$I_y = 43200.0m^4, Y_G = 8.66m.$$

$$I_x = 17694.72m^4, X_G = 5.74m.$$

$$N' = 40709.56KN$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N' = 40709.56KN$ et $M_x = 83117.137KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.111MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.029MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.09MPa < \overline{\sigma_s} = 0.15MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

Sens Y-Y : $N' = 40709.56KN$; $M_y = 78238.307KN.m$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.081MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.060MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.075MPa < \overline{\sigma_s} = 0.15MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens x-x' :

$$e = \frac{83117.137}{40709.56} = 2.04m \leq \frac{30}{4} = 7.5m$$

- Sens y-y' :

$$e = \frac{78238.307}{40709.56} = 1.92m \leq \frac{19.2}{4} = 4.8m$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10KN/m^3 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 576m^2 \text{ (Surface de radier).}$$

$$H = 1.5m \text{ (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 40709.56KN \geq 1.15 \times 1.5 \times 576 \times 10 = 9936KN \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- ✓ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyée sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est le suivant $L_x = 4.9m$; $L_y = 5.2m$.

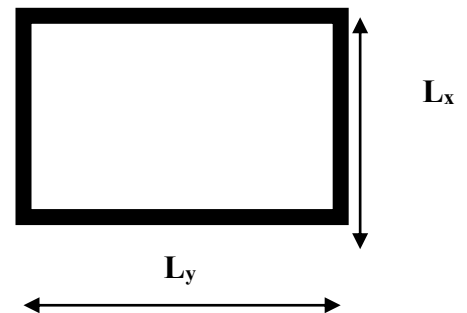
Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = 25 \times 0.4 = 10KN/m^2$$

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{40709.56}{576} + 1.35(10) = 84.17KN$$

$$Q_S = \frac{N_S}{S_{rad}} + G_0 = \frac{2411.317}{576} + 10 = 14.18KN$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.9}{5.2} = 0.94 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{- A l'ELU : } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} 0.0491 \\ 0.9087 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0491 \times (4.9)^2 \times 84.17 = 99.23 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9087 \times 99.23 = 90.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 84.34 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 76.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 49.61 \text{ N.m}$$

$$\text{- A l'ELS : } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} 0.0491 \\ 0.9087 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 0.0491 \times (4.9)^2 \times 14.18 = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9087 \times 16.71 = 15.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 14.20 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 8.36 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier

		$M(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Barres
Travée	Sens X-X	84.36	6.61	9.24	6HA12
	Sens Y-Y	76.66	5.99	6.79	6HA14
Appui		49.61	3.85	5.65	5HA12

- ✓ **Vérifications :**

- **Condition de non de fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour des HAFee400 $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 3.29 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée

- **Schéma de ferrailage**

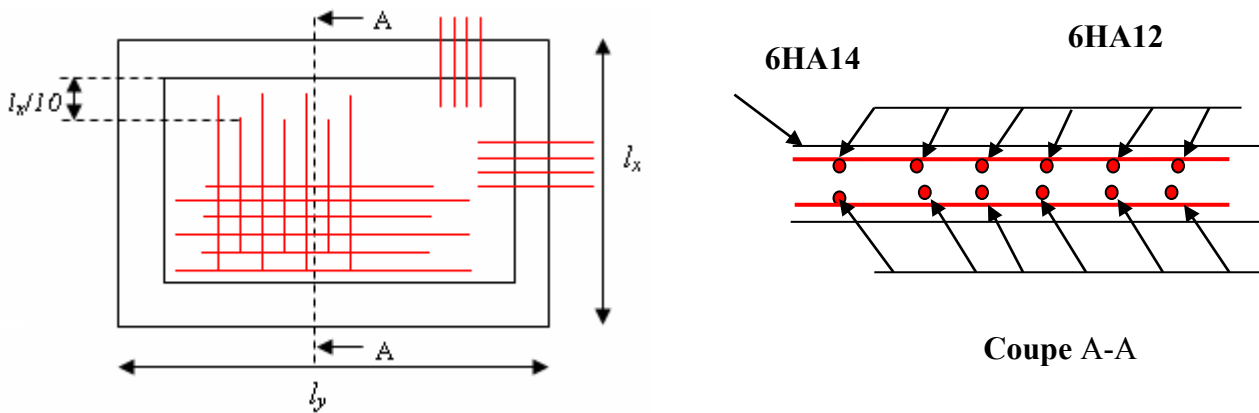


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.5.les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- **Charge triangulaire :**

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

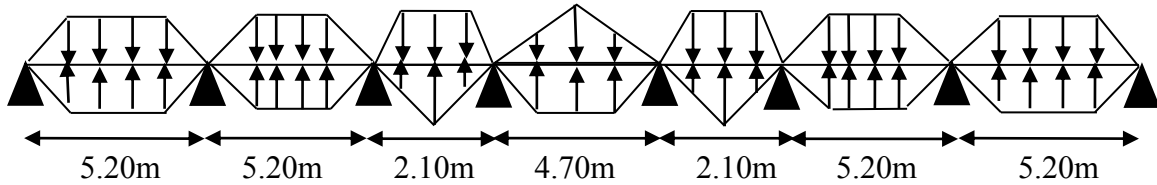
Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

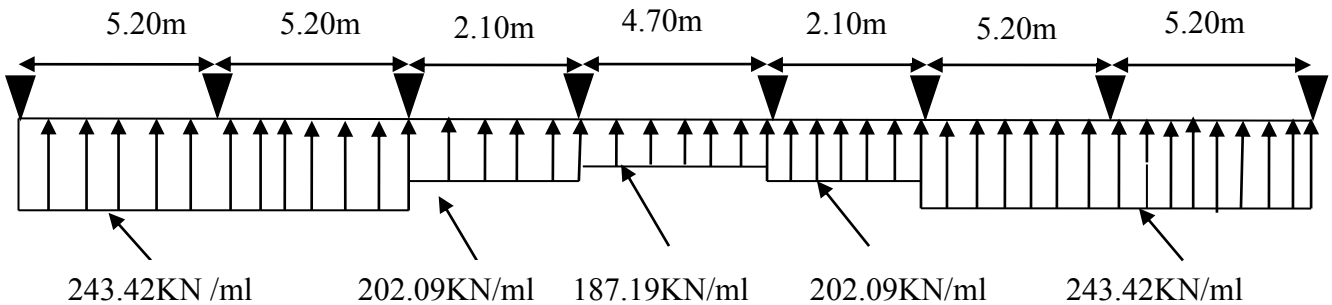
$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$q_u = 84.17 \text{KN/m}^2$, $q_s = 14.18 \text{KN/m}^2$.

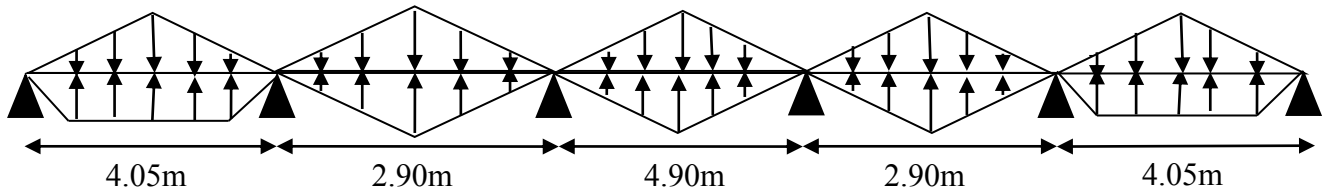
• **Sens X-X**



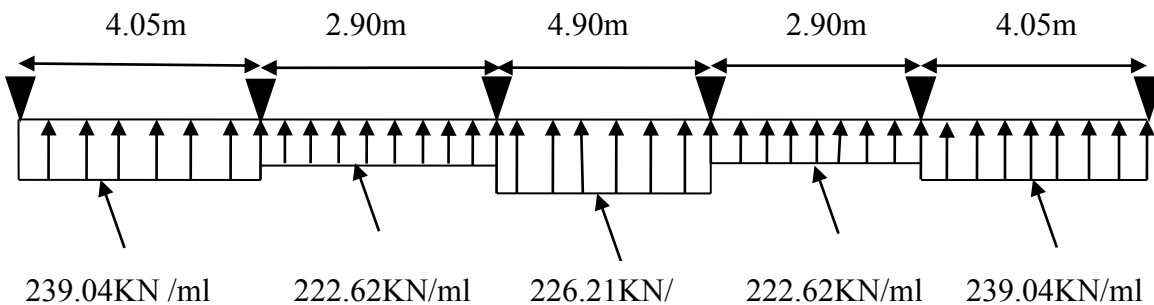
- **Schéma statique équivalent :**



• **Sens Y-Y**



- **Schéma statique équivalent :**



• **Calcul des sollicitations :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

. **Sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	372.53	-582.58
M_S(KN.m)	300.08	-530.58

. **Sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	560.94	-617.30
M_S(KN.m)	450.32	-508.62

• **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

➤ **Sens Y-Y :**

$h=0.75\text{ m}$

$h_0=0.4\text{m}$

$b_0=0.7\text{m}$

$d=0.7\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.32; 1.057)\text{m}$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.23\text{m}$

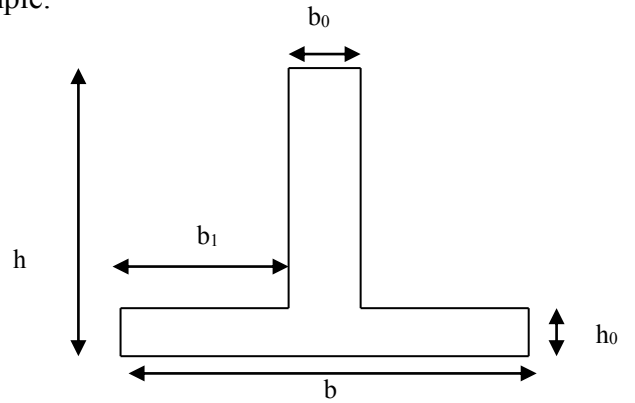


Figure VI.5. Section à ferrailer

On prend $b_1=23\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.16\text{m}$.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferraillage des nervures).

sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	372.53	15.67	7.60	17.75	5HA16+5HA14
	Appui	582.58	24.87	7.60	25.76	5HA20+5HA16

➤ **Sens X-X :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.75\text{ m}$

$h_0=0.4\text{m}$

$b_0=0.75\text{m}$

$d=0.7\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.33; 0.67)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.275\text{m}$

On prend $b_1=27.5\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.3\text{m}$

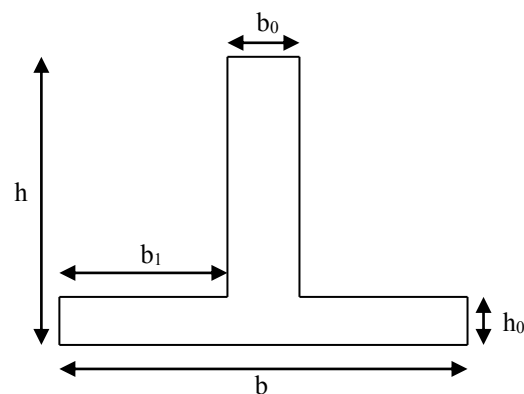


Figure VI.6. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferrailage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	560.94	23.87	9.90	25.76	5HA20+5HA16
	Appui	617.30	26.40	9.80	32.24	5HA25+5HA14

• **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	898.56	1.11	Vérifiée
Sens XX	1120.24	1.38	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	450.32	17.30	1397715.84	5.57	15	254.68	201.63
	appui	508.62	19.60	1483303.69	6.72	15	259.22	201.63
Y-Y	travée	300.08	15.20	800378.82	5.69	15	308.18	201.63
	appui	530.58	16.73	1097151.49	0.8	15	386.42	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Nouvelles vérification des contraintes.

Sens		A (cm ²)	Choix	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	Travée	40.25	5HA20+5HA25	22.28	1652377.27	6.07	195.51
	appui	58.49	7HA25+3HA32	23.66	2215136.63	5.43	159.96
Y-Y	Travée	31.40	10HA20	19.30	1378445.45	4.20	165.55
	Appui	40.25	5HA25+5HA20	21.50	165206.35	6.90	155.76

a. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.4; 75; 20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- Espacement des aciers transversaux :

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des Milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(67; 40) cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

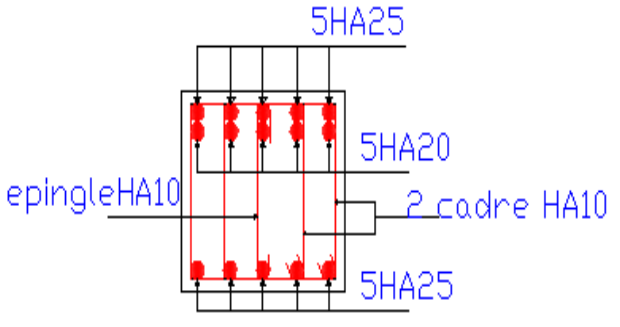
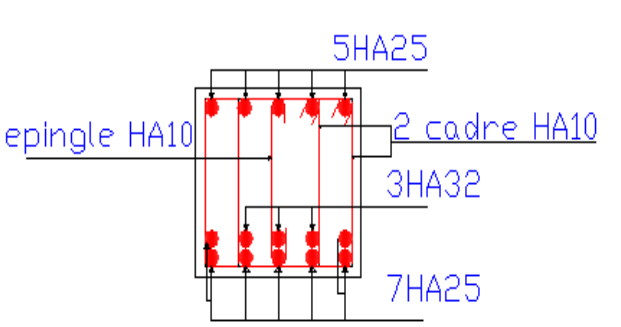
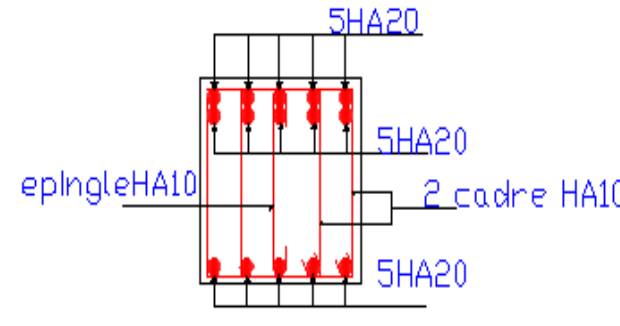
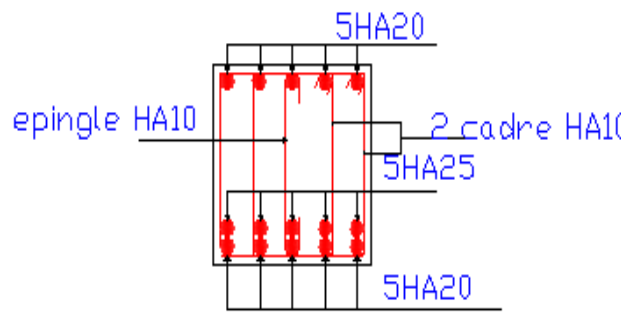
$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 52.4cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.35(2.04 - 0.3 \times 2.1)} = 25.48cm$$

Soit $S_t=10cm$.

a. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY) :

Tableau VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.

Sens		
XX		
	Travée	Appui
YY		
	Travée	Appui

VI.6. Etude de voile périphérique :

VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Dimensionnement du voile :

La hauteur $h=2.72$ m

L'épaisseur $e=25$ cm

VI.6.3. Caractéristiques du sol :

$\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$: Le poids spécifique

L'angle de frottement : $\varphi = 14^\circ$.

La cohésion $c = 0.05 \text{KN}/\text{m}^2$

VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow G = 2.72 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2}\right) - 2 \times 0.05 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2}\right) \Rightarrow G = 33.14 \text{KN} / \text{m}^2$$

b. Surcharge accidentelle :

$q=10 \text{KN}/\text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2}\right) \Rightarrow Q = 6.10 \text{KN} / \text{m}^2$$

VI.6.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

Calcul à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 53.89 \text{KN}/\text{m}^2, \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 9.15 \text{KN}/\text{m}^2$$

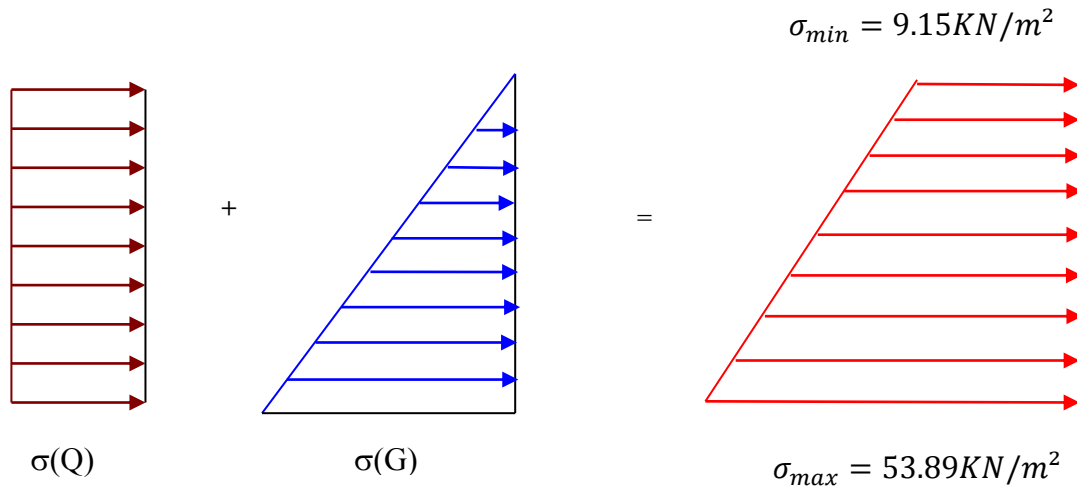


Figure VI.7. Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 42.71 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 42.71 \text{ KN/ml}.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.9 \text{ m}; L_y = 5.2 \text{ m}; b = 100\text{cm}; h = 25\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

à l'ELU : $\nu=0$ et $\rho=0.94$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \Rightarrow M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 42.97 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.8661 \Rightarrow M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 37.22 \text{ KN.m} \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 36.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 31.64 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{ap} = -0.3 \times M_{0x} = -12.89 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 2.5 \text{ cm}$

Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	XX	36.52	0.053	0.068	0.214	4.90	2.06	6T12=6.79
	YY	31.64	0.046	0.059	0.215	4.22	2	5T12=5.65
Appui		12.89	0.016	0.020	0.218	1.70	2.06	5T8=2.51

• **Les espacements :**

- Armatures // L_x: $St \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \Rightarrow St = 25\text{ cm}$
- Armatures // L_y: $St \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \Rightarrow St = 25\text{ cm}$

VI.4.6.Vérifications :

• **Condition de non fragilité exigée par le RPA :**

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2.5\text{cm}^2$condition vérifié.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}, \text{ fissuration nuisible.}$$

On a $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 71.18\text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{71.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.32\text{MPa} < \bar{\tau} \text{condition vérifiée.}$$

a. Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{min} = Q = 6.10\text{KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 33.14 + 6.10 \Rightarrow \sigma_{max} = 39.24\text{KN} / \text{m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.95\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\mu_x = 0.0491; \mu_y = 0.9087 \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0491 \times 30.95 \times 4.9^2 = 36.48\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.9087 \times 36.48 = 33.15\text{KN.m}$$

$$M_{0x} = 36.48 \text{ KN.m}; M_{0y} = 33.15 \text{ KN.m}; M_{tx} = 31 \text{ KN.m}; M_{ty} = 28.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 10.94 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

- **Etat de compression dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$
- **Etat de compression dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3} , \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12 : vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	31	5.75	15051.519	11.84	502.02
	YY	28.18	5.31	12948.404	11.55	544.84
Appuis		10.94	3.71	6501.710	6.24	461.63

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x et y-y, donc il faut recalculer la section d'acier tendus en A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte Limite de service $\overline{\sigma}_s$

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \quad \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\beta)}} \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13 : Section des armatures pour le voile périphérique

localisation		M(KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ² /ml)
Travée	XX	31	2.6	0.279	6.47	5HA14=7.7
	YY	28.18	2.4	0.268	5.85	4HA14=6.16
Appuis		10.94	0.94	0.167	2.19	4HA10=3.14

VI.6.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

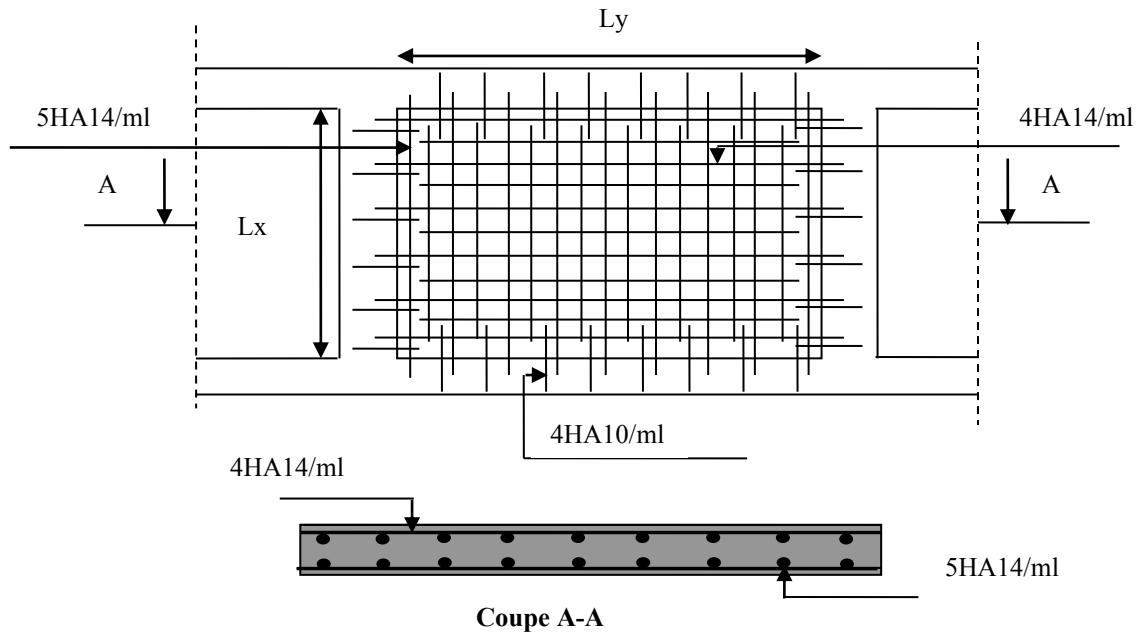


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être symétrique le plus possible afin d'obtenir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques.
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- [5] V.Davidovici : « La construction en zone sismique ». Editions le Moniteur. Paris(1999).
- [6] Cours de béton armé, 3ième et 1ere année Master Génie Civil.
- [7] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [8] Enciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33