



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil

Option : Matériaux et structure

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+6+2ENTRÉE SOL)
à usage d'habitation et commercial contreventé
par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

Ait ouali abdenmour

Amri nadjib

Encadré par :

M^{me}. MEZIANI

Jury :

M^f OURABAH

M^f OUDNI

2015/2016

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout 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} MEZIANI: 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.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

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

À mon chers ami MOUHOUBI LAWFIK,

À mes très chers oncles

À mes chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

AITOUALI ABDENNOUR

Dédicaces

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 mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mon cher ami qui nous a quitté MOUHOUBI TAWFIK

A mes chers frères et sœurs.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

AMRI NADJIB

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristique de la structure.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés.....	2
I.4. Etats Limites.....	2
I.5. Actions et sollicitations.....	4
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	22
II.4. Les voiles.....	23
II.5. Les poteaux.....	24
II.6. Evaluation des charges et surcharges.....	24
II.7. Descente de charge	29
II.8. Conclusion	42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	43
III.2. Dalles pleines.....	66
III.3. Les escaliers.....	75
III.4. Etude de l'acrotère.....	97

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Méthode de calcul	103
IV.2. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes.....	109
IV.3. Modélisation et résultats	109
IV.4. Conclusion.....	117

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	118
V.2. Etude des poteaux.....	130
V.3. Etude des voiles.....	141

Chapitre VI : Etude des fondations

VI .1. Introduction.....	150
VI.2. Choix du type des fondations.....	150
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	150
VI .4. Etude des fondations	150
VI.5. Voile périphérique	168
Conclusion	176

Bibliographie

Annexes

Fig.I.1. Diagramme des déformations limites de la section	3
Fig.I.2. Diagramme des contraintes du béton.	6
Fig.I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.	8
Fig.II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	11
Fig.II.2. Disposition des poutrelles.	12
Fig.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.	12
Fig.II.4. Coupe verticale de l'escalier	15
Fig.II.5. Escalier à trois volées.	15
Fig.II.6. Escalier à deux volées	16
Fig.II.7. Coupe de voile en élévation	24
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées.	44
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus de 2 travées.	44
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	45
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	46
Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	65
Fig.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1	70
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N°2	74
Fig.III.8. Schéma de ferrailage de la partie1 de l'escalier	79
Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée de l'escalier	83
Fig.III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier	87
Fig.III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier	91
Fig.III.12. Schéma statique du la poutre palière	91
Fig.III.13. Section creuse équivalente	94
Fig.III.14. Ferrailage de la Poutre palière	96
Fig.III.15. Coupe transversale de l'acrotère	97
Fig.III.16. Section à ferrailer	100
Fig.III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	102
Fig.IV.1. Spectre de calcul	108
Fig.IV.2. Disposition des voiles	110
Fig.IV.3. 1 ^{er} mode (translation suivant Y)	111
Fig.IV.4. 2 ^{ème} mode (translation suivant X)	112
Fig.IV.5. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	112
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques.	119
Fig.V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC,1,2,3,et 4 ^{ème} étage	126
Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC,1,2,3,et 4 ^{ème} étage	127
Fig.V.4. Schéma de ferrailage des poutres principales du 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	128
Fig.V.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	129
Fig.V.6. Coupe longitudinale d'un poteau	131
Fig.V.7. Schémas de ferrailage des poteaux	140
Fig.V.8. Schéma de ferrailage du voile V _{x3} au niveau du RDC	149
Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée	151
Fig.VI.2. Schéma de rupture de la dalle du radier	157
Fig.VI.3. Schéma de ferrailage de radier	160
Fig.VI.4. Section à ferrailer.	164
Fig.VI.5. Schémas de ferrailage des nervures	168
Fig.VI.6. Répartition des contraintes sur le voile	169
Fig.VI.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique	175

LISTE DES FIGURES

Liste des tableaux

Tableau I.1. Les différentes valeurs de f_c en fonction du type d'acier	8
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment	21
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	25
Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	26
Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	27
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	28
Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées	29
Tableau II.7. Evaluation des charges « G » pour le poteau P_1	31
Tableau II.8. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	34
Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P_2	34
Tableau II.10. La loi de dégression pour le poteau P_2	35
Tableau II.11. Evaluation des charges « G » pour le poteau P_2	35
Tableau II.12. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau	38
Tableau II.13. La vérification de la résistance (compression simple)	39
Tableau II.14. La vérification au flambement	41
Tableau II.15. Pré vérification de l'effort normal réduit	41
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	46
Tableau III.2. Combinaisons d'actions	47
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	49
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	49
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	49
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	50
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	50
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	50
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	50
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3)	50
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	51
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type4)	51
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 4)	51
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type4)	51
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type2)	51
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 2)	52
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 3)	52
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type3)	52
Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	62
Tableau III.20. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	62
Tableau III.21. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	63
Tableau III.22. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher de l'étage commercial	63
Tableau III.23. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	64
Tableau III.24. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	64
Tableau III.25. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle	68
Tableau III.26. Evaluation de la flèche dans le 1 ^{er} type de dalle	70
Tableau III.27. Résultats de ferrailage du 2 ^{er} type de dalle	72
Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans le 2 ^{ème} type de dalle	74
Tableau III.29. Tableau de ferrailage de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	77
Tableau III.30. Les résultats de calcul par la méthode RDM	78
Tableau III.31. Evaluation de la flèche dans l'escalier	78
Tableau III.32. Tableau de ferrailage de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	81
Tableau III.33. Les résultats de calcul par la méthode RDM	82
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans l'escalier	82
Tableau III.35. Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis	85
Tableau III.36. Les résultats de calcul par la méthode RDM	86
Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans l'escalier	86

Tableau III.38. Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis	89
Tableau III.39. Les résultats de calcul par la méthode RDM	90
Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans l'escalier	90
Tableau III.41. Les sollicitations de la poutre palière	92
Tableau III.42. Calcul des armatures principales	93
Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS	96
Tableau III.44. Charge permanente revenant à l'acrotère	97
Tableau III.45. Combinaisons d'action de l'acrotère	98
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	104
Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$	106
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C_T	106
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	111
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales	113
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales	113
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit	114
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques	115
Tableau IV.9. Vérification des déplacements	115
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ	116
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	121
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	124
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	124
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	125
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	125
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	132
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux	133
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	133
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales	134
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	136
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	137
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	137
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux	138
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale	139
Tableau V.15. Résultats de ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2}	144
Tableau V.16. Résultats de ferrailage du voile V_{x3}	145
Tableau V.17. Résultats de ferrailage du voile V_{x4}	146
Tableau V.18. Résultats de ferrailage du voile V_{y1}	147
Tableau V.19. Résultats de ferrailage des voiles V_{y2} , V_{y3} et V_{y4}	148
Tableau VI .1. Section des armatures du radier	157
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	159
Tableau VI.3. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X à L'ELU	162
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X à L'ELS	162
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y à L'ELU	163
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y à L'ELS	163
Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y	165
Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures dans le sens X-X	165
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant	165
Tableau VI.10. Résumé des résultats de vérification des contraintes	166
Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique	170

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, dont-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+6+2Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+6+2sous-sols) implanté à Akbou cette structure est destinée à l'usage d'habitation et commerciale, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne, notre structure se trouve dans une zone de sismicité moyenne, IIa.

I.2.Caractéristique de la structure:**I.2.1.Caractéristiques géométriques:**

Largeur en plan.....	16.30m.
Longueur en plan.....	21.20m.
Hauteur totale du bâtiment.....	22.44m.
Hauteur du sous-sol1.....	3.40m.
Hauteur du sous-sol2.....	3.40m.
Hauteur du RDC.....	4.08m.
Hauteur des étages courants.....	3.06m.

I.2.2.Données de site :

Le site est de catégorie S3, qui concerne les sols fermes.

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,6 \text{ bars}$.

L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**

I.2.3 : Description structurale et choix du contreventement :

Les planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Les maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une âme d'air de 5cm.

-les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique.

L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

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

Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, l'introduction des voiles pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera menée conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- . CBA 93 (Code du béton armé).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.4. Etats limites:**I.4.1. Définition de l'état limite:**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a)Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme. Trois états limites sont à citer :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

b) Etat limite de service ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).
- Etat limite de compression du béton.

I.4.2.Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ❖ Conservation des sections planes après déformation.
- ❖ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- ❖ La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- ❖ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- ❖ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- ❖ Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple **ou** composée, la traction simple.

Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple **ou** composée.

Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée **ou** à la compression simple.

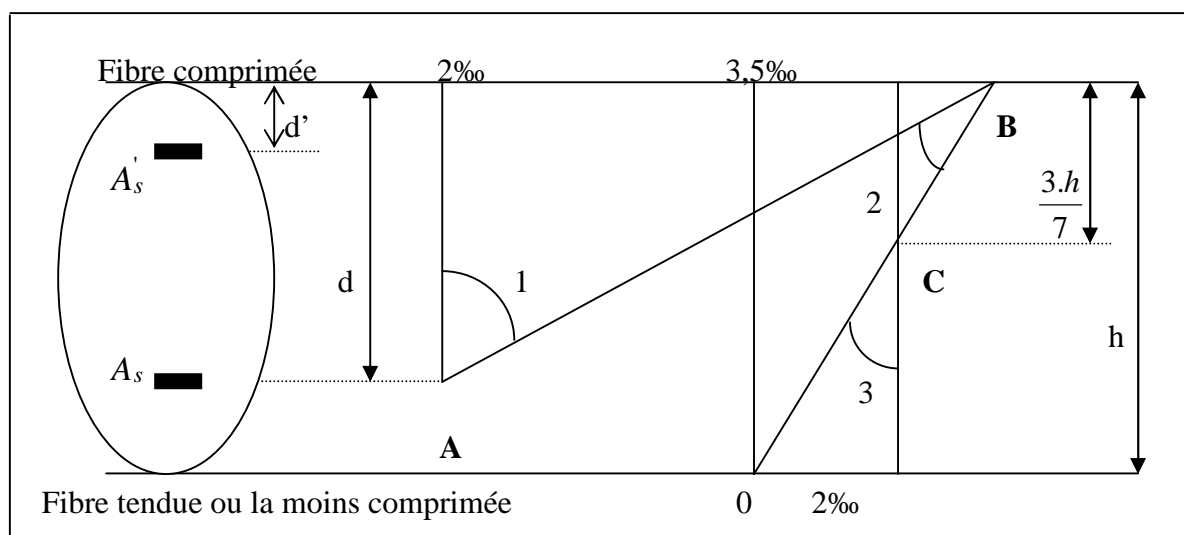


Figure.1 : Diagramme des déformations limites de la section

I.4.2. Hypothèses de calcul à l'ELS :

- ❖ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- ❖ Le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le
- ❖ coefficient d'équivalence est égal à 15. $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier.

I.5. Actions et sollicitations:**I.5.1. Les actions:**

Définition : 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, et des charges climatiques.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

- **Actions permanentes (G) :** Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

Le poids propre de la section.

Le poids des équipements fixes.

Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.

Les déformations imposées à la structure.

On note:

- ❖ G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- ❖ G_{\min} : actions permanentes favorables.

- **Actions variables (Qi) :** Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

Les charges d'exploitation.

Les actions dues à la température.

Les actions appliquées en cours d'exécution, et les actions climatiques.

- **Actions accidentelles (FA) :** Ce sont des actions qui proviennent de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

- **Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables: ELU: $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

- Situations accidentelles: $G+Q\bar{F}E$

$0.8G\bar{F}E$

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux:

I.6.1. Le béton :

Définition : Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

I.6.1.2. Résistances du béton :

a) Résistance à la compression : Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée f_{cj} avec la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots\dots\dots Pour \cdot f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots\dots\dots Pour \cdot f_{c28} \geq 40MPa \end{array} \right.$$

Pour $1m^3$ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (**CPA325**), la résistance moyenne f_{c28} , est comprise entre 22 et 25 MPa.

Dans notre cas d'étude, on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Contrainte limite :

c. 1) Etat limite ultime :

• **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

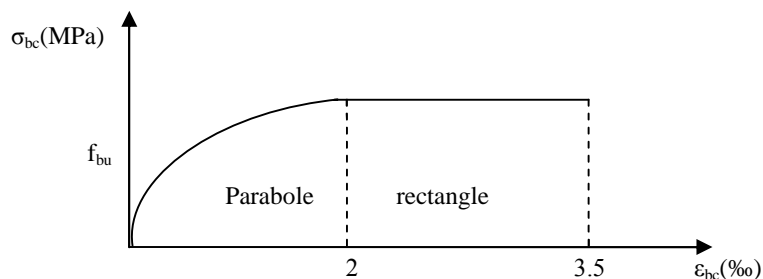


Figure.2. Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,15$$

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

c.2) Etat limite de service : Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

d.1) Déformations instantanées (E_{ij}) : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11100 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression à (j) jours en « MPa ».

d.2) déformations différées (E_{vj}) : Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à (j) jours est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ ou } E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

Ainsi, pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{ij} = 32456.59 \text{ MPa}$ $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

d.3) Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : Module de Young

ν : Coefficient de Poisson ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS)

$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$

Le coefficient de Poisson (ν) est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales. ($\nu = \text{déformation transversale} / \text{déformation longitudinale}$).

I.6.2. L'acier : Selon le **RPA99 /version2003** les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA), avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieure ou égale à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Le tableau.I.1. illustre les différentes valeurs de f_e en fonction du type d'acier

Tableau.I.1. Les différentes valeurs de f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400

a) Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :** Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

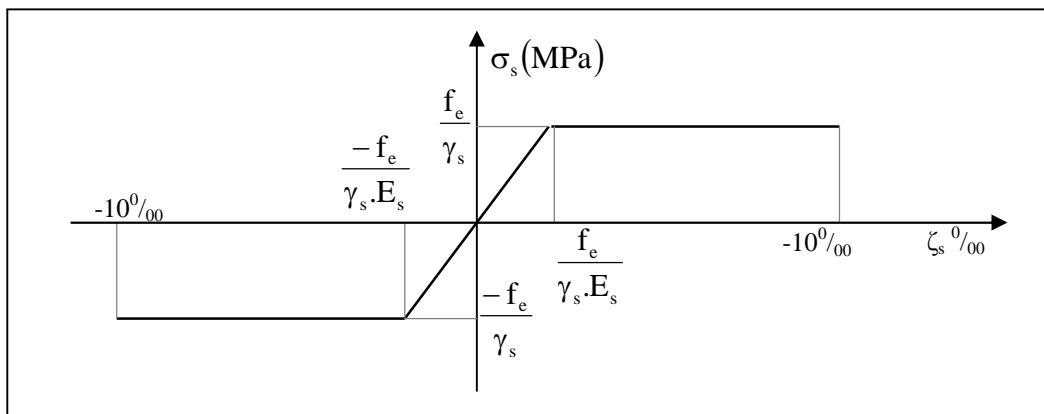


Figure.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\ 000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

- **Etat limite de service :** Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration : ($\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL) ; $\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)).

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

$E_{ij} = 32456.59 \text{ MPa}$

$f_c = 400 \text{ MPa}$.

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

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**II.2.1. les planchers :**

Définition : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (425 - 35) = 390 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17,33 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$).

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

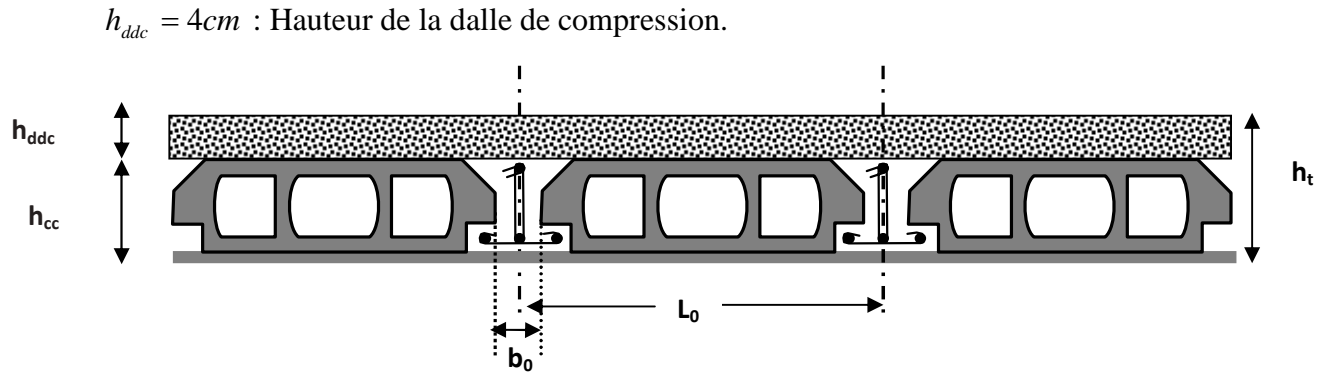


Figure. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

• **Les poutrelles :**

Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (figure.II.2).

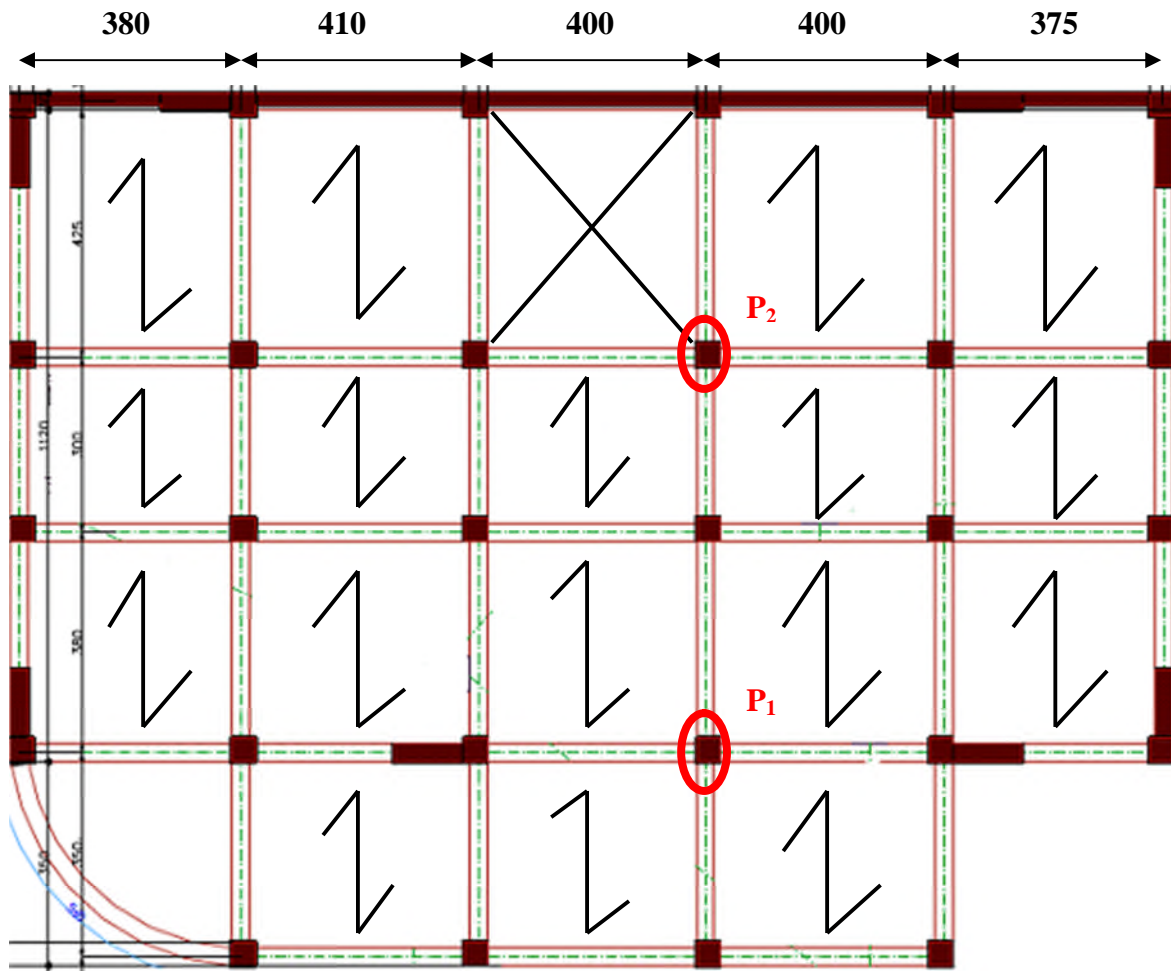


Figure.II.2.Disposition des poutrelles.

Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

On prend forfaitairement : $b_0 = 10$ cm

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

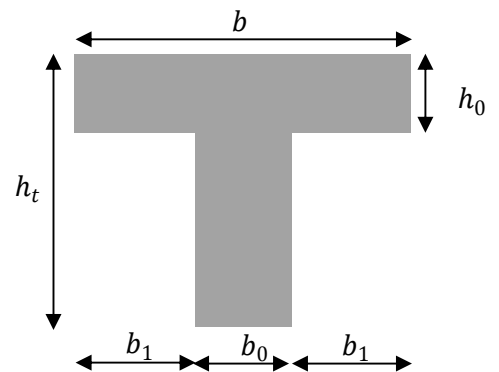


Figure. II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 300 - 40 = 260 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 55 \text{ cm}, L_y = 260 \text{ cm}.$$

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

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

$$b_1 \leq \min(27,5; 26)$$

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64 \text{ cm}$$

Soit : **b=60cm**

b). Plancher en dalle pleine :

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

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend dans notre cas d'étude de deux critères :

Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

Coupe-feu :

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

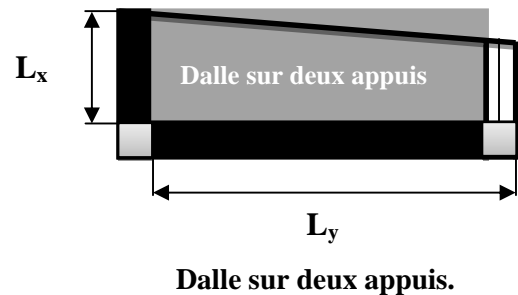
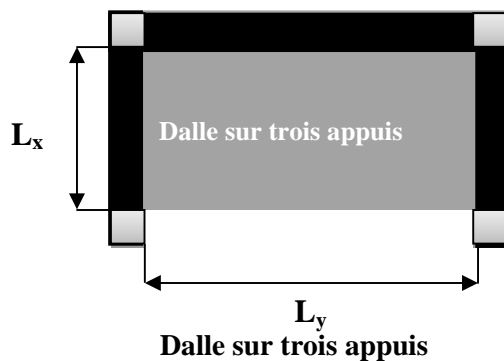
$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

Selon le critère de résistance

Dalle sur 2 appuis $\rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7\text{ cm}$ (balcon)

Dalle sur 3 appuis $\rho = \frac{115}{360} = 0,319 < 0,4 \rightarrow \frac{115}{35} \leq e \leq \frac{115}{30} \rightarrow 3,28 \leq e \leq 3,83$ (balcon)



On voit bien que pour les dalles pleines que c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Pour deux heures de coupe-feu, on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) une épaisseur $e=12\text{cm}$,

c). Les escaliers :**c.1). Terminologie :**

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

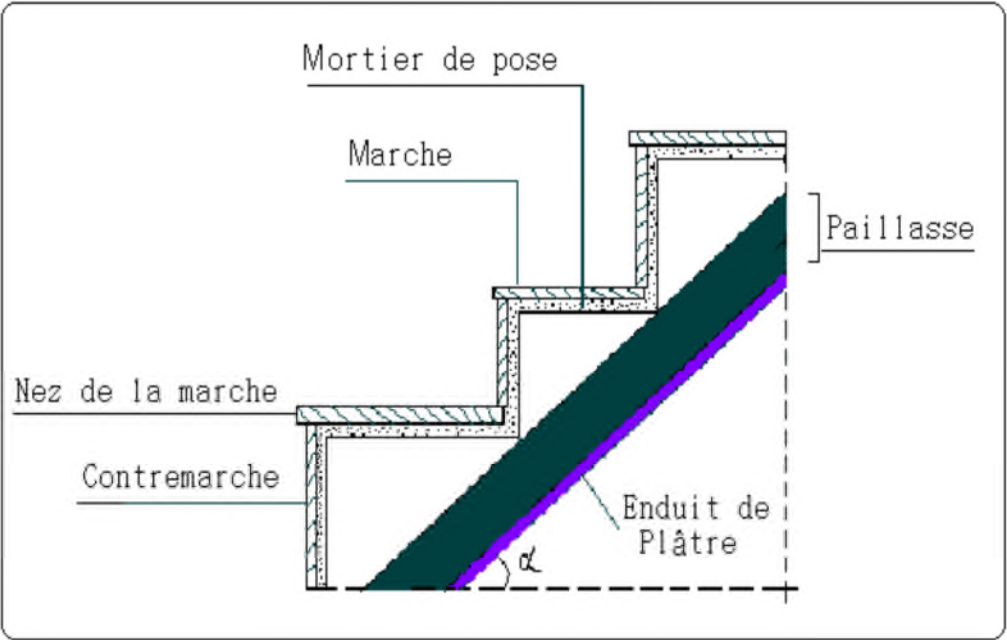


Figure.II.4. Coupe verticale de l'escalier.

c.2). types d'escaliers : On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à deux volées et à trois volées.

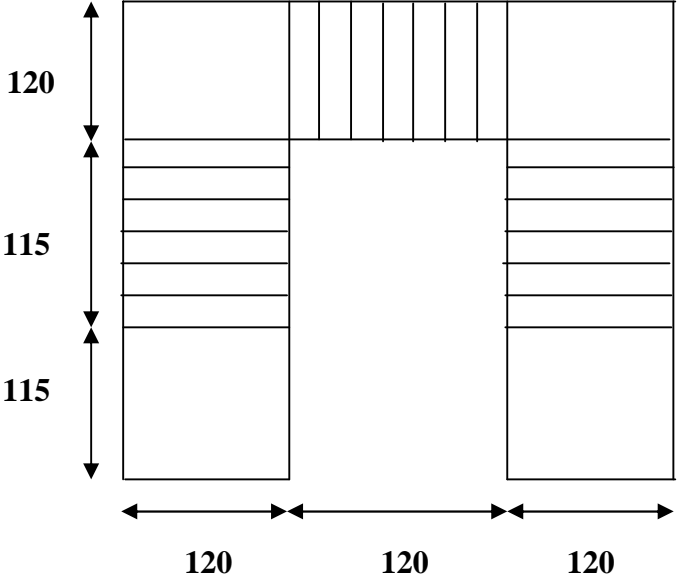


Figure.II.5. Escalier à trois volées.

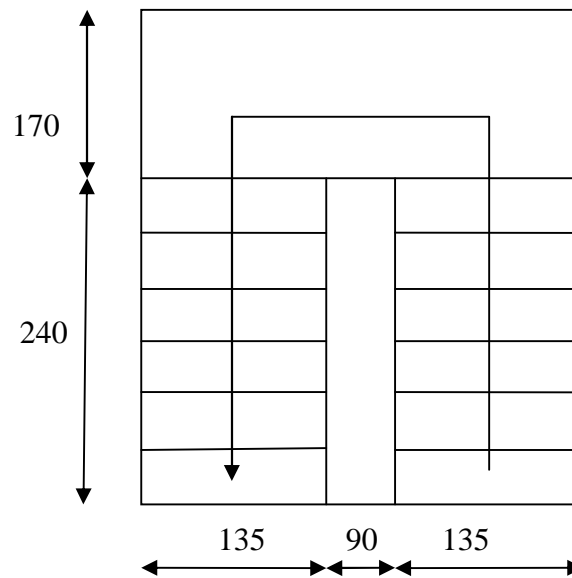


Figure.II.6. Escalier à deux volées.

c.3).Pré dimensionnement des escaliers :

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

Etages courants (1.2.3.4.5)

Première et deuxième volée :

L'épaisseur « e » de la paillasse est donnée par :

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

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + 1.7 = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} + 1.7 = 4.54 \text{ m}$$

$$\frac{454}{30} \leq e \leq \frac{454}{20}$$

$$\Rightarrow 15.13\text{cm} \leq e \leq 22.7\text{cm} \quad \text{Soit } e = 18 \text{ cm.}$$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$\text{On a : } L_0 = 240 \text{ cm ; } H = 153 \text{ cm.}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

Escalier des sous-sols 1 et 2

Première et deuxième volée :

L'épaisseur « e » de la paillasse est donnée par :

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

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + 1.6 = \sqrt{2,40^2 + 1,7^2} + 1.6 = 4.54 \text{ m}$$

$$\frac{454}{30} \leq e \leq \frac{454}{20}$$

$$\Rightarrow 15.13\text{cm} \leq e \leq 22.7\text{cm} \quad \text{Soit } e = 18 \text{ cm.}$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 170 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 240)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 644n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 10$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 9$**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{9} = 27 \Rightarrow g = 27 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 27 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

Escalier de secours :

On à : $L_0 = 180 \text{ cm}$ et $H = 170 \text{ cm}$

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + 1,4 = \sqrt{1,8^2 + 1,7^2} + 1,4 = 3,87 \text{ m}$$

$$\frac{387}{30} \leq e \leq \frac{387}{20}$$

$$\Rightarrow 12,9 \text{ cm} \leq e \leq 19,35 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 18 \text{ cm.}$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 180 \text{ cm}$; $H = 170 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 180)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 584n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 9$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 8$**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{8} = 22.5 \Rightarrow g = 25cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{9} = 18,88 \Rightarrow h = 19cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 25cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 19cm$.

Escalier du RDC : (pour les volées 1 et 2 c'est le même calcul que pour les volées de l'escalier de l'étage courant)

3^{eme} volée:

$$L_0 = 150 \text{ cm ; } H = 102 \text{ cm}$$

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 1,81m$$

$$\frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20}$$

$$\Rightarrow 6,03cm \leq e \leq 9,05cm \quad \text{Soit } e = 9 \text{ cm.}$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

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

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

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

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):

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

Escalier à trois volées (au niveau du 5^{ème} étage) :

Première et deuxième volées

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.15 + \sqrt{1.15^2 + 1.02^2} + 1.2 = 3.89m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{389}{30} \leq e \leq \frac{389}{20} \Rightarrow 12.96cm \leq e \leq 19.45cm \\ \text{On prend : } e = \mathbf{18 cm.} \end{array} \right.$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 115 \text{ cm} ; H = 102 \text{ cm}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 115)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 383n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = \mathbf{6}$

Le nombre de marche est : $n - \mathbf{1} = \mathbf{5}$

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

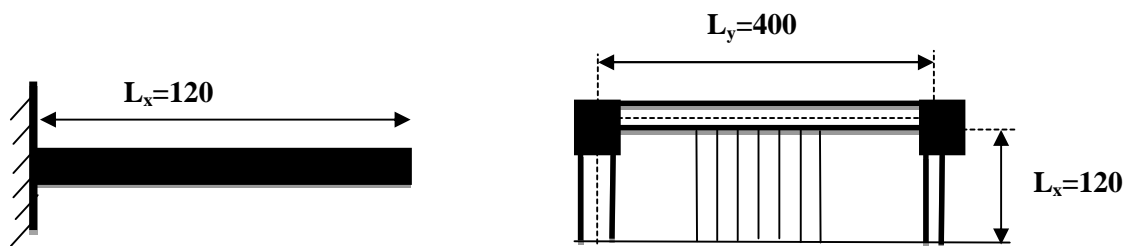
$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{115}{5} = 23 \Rightarrow g = 25cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 25cm.$

La hauteur d'une contremarche est $h = 18cm.$

- **Troisième volée** : Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



- **Epaisseur de la paillasse** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6cm \\ e \geq 11cm \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 12 cm.**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 120 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 120)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 388n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 6**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{5} = 24 \Rightarrow g = 25cm. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 18cm. \end{array} \right.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 25cm$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 18cm$.

Tableau.II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	volées	L ₀ (m)	H (m)	L (m)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
étages courants (1.2.3.4.5)	1	2,40	1,53	4,54	9	17	30	18
	2	2,40	1,53	4,54	9	17	30	18
RDC	1	2,40	1,53	4,54	9	17	30	18
	2	2,40	1,53	4,54	9	17	30	18
	3	1,50	1,02	1,81	6	17	30	9
Sous-sol 1 et Sous-sol2	1	2,40	1,7	4,54	10	17	27	18
	2	2,40	1,7	4,54	10	17	27	18
Escalier de secours	1	1,80	1,7	3,87	8	19	25	18
	2	1,80	1,7	3,87	8	19	25	18
Escalier à trois volées	1	1,15	1,02	3,98	6	18	25	18
	2	1,20	1,02	1,20	6	18	25	12
	3	1,15	1,02	3,98	6	18	25	18

II.3:Pré dimensionnement des éléments principaux :**II.3.1. Les poutres :****II.3.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 410 - 30 = 380$ cm)

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

D'où:

$$L_{\max} = 380 \text{ cm} \Rightarrow 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 35$ cm**

$b = 30$ cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

II.3.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 425 - 30 = 395$ cm)

$$L_{\max} = 395 \text{ cm} \Rightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h \leq 39,5 \text{ cm}.$$

On prend: **$h = 35$ cm ; $b = 30$ cm**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 35)$ cm²

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 35)$ cm²

II.4. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre des étages courants est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq 14,3 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

Pour le RDC on a : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

e : Epaisseur du voile.

$$e \geq 19,4 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles du RDC une épaisseur de :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

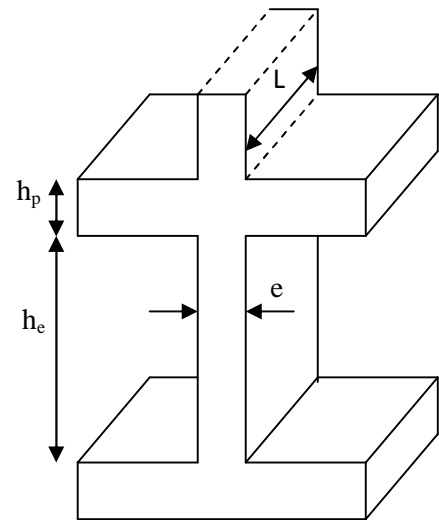


Figure.II.7. Coupe de voile en élévation

II.5. Poteaux :

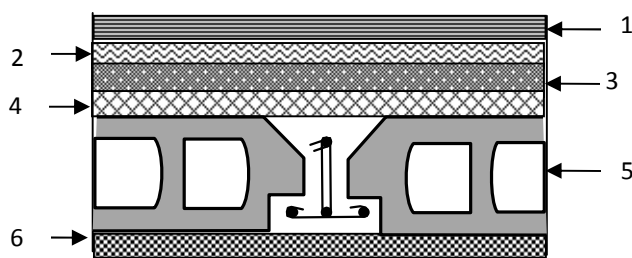
Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

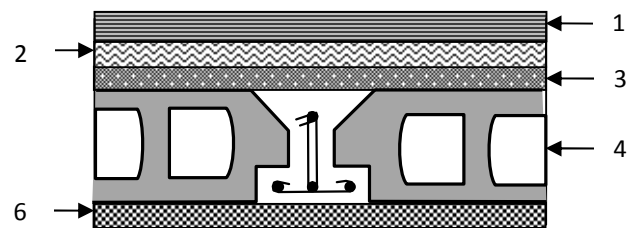
Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- R.D.C, 1^{er} étage, sous-sol1, sous-sol2 : $(b,h) = (45,45) \text{ cm}^2$.
- 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, étage: $(b,h) = (40, 40) \text{ cm}^2$.
- 5^{eme}, 6^{eme} étage : $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$

II.6. Evaluation des charges et surcharges :**II.6.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :****II.6.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :**

**Coupe transversale dans
le plancher terrasse inaccessible.**



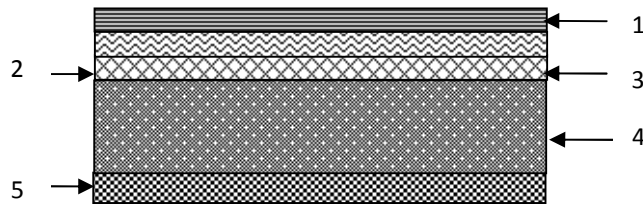
**Coupe transversale dans
le plancher étage courant.**

Tableau.II.2.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids vo- luminique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5.75	1
Plancher étage Cou- rant	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	

Total	/	/	/	5.33	1.5
RDC				5.33	5

II.6.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle

Tableau.II.3.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.98	3.5

II.6.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

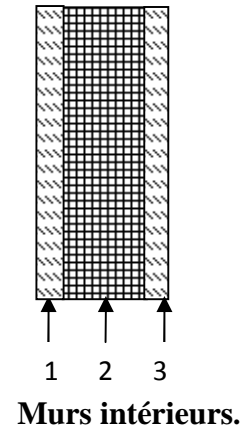
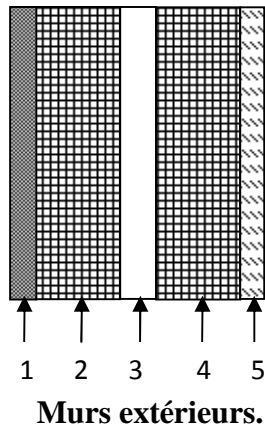


Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93

Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.6.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.6.3.1.les paliers :

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.18	4.5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.98	2.5

II.6.3.2. Les volées:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e.$

Vertical: $\gamma.e. (h/g).$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.18	4.5	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	8	

II.7. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.7.1. Poteau P₁ :

- La surface afférente pour la charge permanente

$$S = 1.8 \times 1.7 + 1.8 \times 1.55 + 1.8 \times 1.7 + 1.8 \times 1.55 \Rightarrow S = 11.7m^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$S = 4 \times 3.65 = 14.6m^2$$

Les charges et surcharges :

Plancher terrasse :

$$G = 11.7 \times 5.75 = 67.275KN$$

$$Q = 14.6 \times 1 = 14.6KN$$

Plancher étages d'habitations :

$$G = 11.7 \times 5.33 = 62.361KN$$

$$Q = 14.6 \times 1.5 = 21.9KN$$

Plancher étages commerciale(RDC) :

$$G = 62.361KN$$

$$Q' = 14.6 \times 5 = 73KN$$

Pour le 5^{ème} étage

$$Q_{esc} = S_{esc} \times q_{esc} = 2.76 \times 2.5 = 6.9 KN$$

$$Q = Q_{esc} + Q_{étage} = 6.9 + (11.54 \times 1.5) = 24.21 KN$$

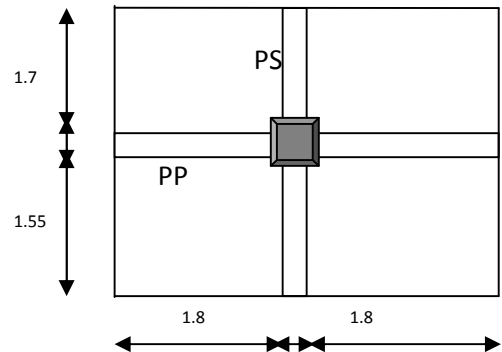
La loi de dégression :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.



La surface afférente

$$N_1 : q_0 = 14.6KN$$

$$N_2 : q_1 = 14.6 + 24.21 = 38.81KN$$

$$N_3 : q_2 = 60.599KN$$

$$N_4 : q_3 = 77.888KN$$

$$N_5 : q_4 = 92.987KN$$

$$N_6 : q_5 = 105.896KN$$

$$N_7 : q_6 = 116.615KN$$

$$N_8 : q_7 = 160.914KN$$

$$N_9 : q_8 = 164.698KN$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.8 + 1.8) = 9.45KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.7 + 1.55) = 8.53KN$$

$$G_T = 17.98 KN$$

• Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

• **Tableau II.7.** Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

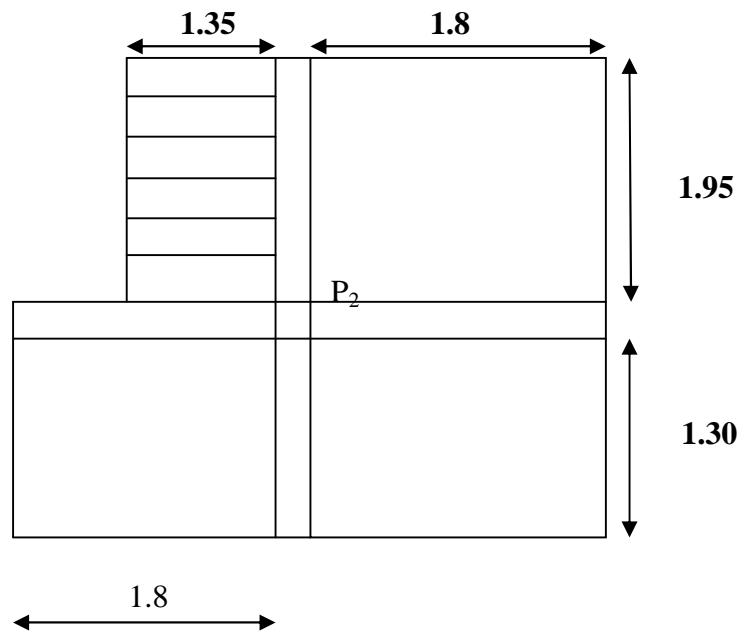
Niveaux	Eléments	G(KN)
N1	Plancher terrasse	67.275
	Poutres	17.98
	Poteaux	9.37
	Total	94.625
N2	Venant de N1	94.625
	Plancher corps creux	46.051
	Poutres	17.98
	Poteaux	9.37
	Escalier	38.585
	Total	206.611

N3	Venant de N2	206.611
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Total	299.192
N4	Venant de N3	299.192
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Total	391.773
N5	Venant de N4	391.773
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Total	484.354
N6	Venant de N5	484.354
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Total	580.185
N7	Venant de N6	580.185
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Total	676.016

N8	Venant de N7	676.016
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Total	771.847
N9	Venant de N8	771.847
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Total	867.678

A la base : $\left\{ \begin{array}{l} G = 867.678 \text{ KN} \\ Q = 164.698 \text{ KN} \end{array} \right\}$ Pour le poteau P₁

II.7.2.Poteau « P₂ » au niveau de la cage d'escalier :



Surface afférente du poteau P₂

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.8.Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{escalier} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse inaccessible, 6^{ème} étages	11.7	/	2.9	14.6
Cage d'escalier	3.51	/	1.5	5.01
sous-sol1-2, RDC et étages 1.2.3.4.5	8.19	2.63	2.9	11.09

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₂ :

- Surcharge sur terrasse

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

- Surcharge sur escalier

$$Q_{esc} = q_{esc} \times S_{esc}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i\ totale}) + Q_{esc}$$

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

Tableau.II.9.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂ :

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	/	/	14.6
6^{ème} étage	1.5	/	/	21.9
Sous-sols 1,2, et 1,2,3, 4et 5^{ème} étage	1.5	2.5	6.58	23.215
RDC	5	2.5	6.58	62.03

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.10.La loi de dégression pour le poteau P₂ :

Q _i	Q (KN)	
q ₀	14.6	Q ₀
q ₁	36.5	Q ₁
q ₂	57.459	Q ₂
q ₃	76.097	Q ₃
q ₄	92.413	Q ₄
q ₅	106.408	Q ₅
q ₆	118.081	Q ₆
q ₇	154.603	Q ₇
q ₈	159.693	Q ₈
		Q ₉

Tableau.II.11.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂:

Niveaux	Eléments	G(KN)
N1	Plancher terrasse	67.275
	Poutres	17.98
	Poteaux	9.37
	Total	94.625
N2	Venant de N1	94.625
	Plancher corps creux	62.361
	Poutres	17.98
	Poteaux	9.37
	Total	184.336

N3	Venant de N2	184.336
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Escalier	21.04
	Total	279.248
N4	Venant de N3	279.248
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Escalier	21.04
	Total	374.160
N5	Venant de N4	374.160
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	12.24
	Escalier	21.04
	Total	469.072
N6	Venant de N5	469.072
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Escalier	21.04
	Total	567.234

N7	Venant de N6	567.234
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Escalier	21.04
	Total	665.396
N8	Venant de N7	665.396
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Escalier	21.04
	Total	763.558
N9	Venant de N8	763.558
	Plancher corps creux	43.652
	Poutres	17.98
	Poteaux	15.49
	Escalier	21.04
	Total	861.720

A la base : $\left\{ \begin{array}{l} G = 861.720 \text{ KN} \\ Q = 159.693 \text{ KN} \end{array} \right\}$ Pour le poteau P₂

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

G = 867.678 KN

Q = 164.698KN

Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau.II.12.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N_1	94.625	14.6	149.643
N_2	206.611	38.81	337.139
N_3	299.192	60.599	494.807
N_4	391.773	77.888	645.725
N_5	484.354	92.987	793.358
N_6	580.185	105.896	942.093
N_7	676.016	116.615	1087.544
N_8	771.847	160.914	1283.364
N_9	867.678	164.698	1418.412

Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 867.678 + 1.5 \times 164.698 = 1418.412 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U de 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 1418.412 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 1418.412 = 1560.253 \text{ KN}$$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{MPa}$

B : section du béton $\overline{\sigma}$

$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{1560.253 \times 0.001}{14.2} = 0.109 \text{ m}^2$

$B \geq 0.109 \text{ m}^2$

Tableau.II.13. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sous-sol1 ; Sous-sol2 RDC et 1 ^{er} étage	1560.253×10^{-3}	2025×10^{-4}	7.7	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	872.693×10^{-3}	1600×10^{-4}	5.45	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	370.852×10^{-3}	1225×10^{-4}	3.02	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \dots\dots\dots (1)$

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$

$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

- **Vérification au flambement :**

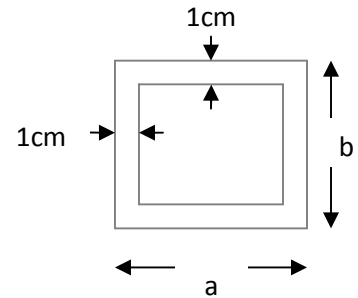
D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$



Section brute (B_r).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{ BAEL91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau.II.14. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
45×45	2025	271	200.2	14.60	0.821	1849	1560.253	863.535
40×40	1600	271	200.2	16.43	0.814	1444	872.693	487.316
35×35	1225	271	200.2	18.77	0.803	1089	370.852	209.761

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.8. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

-Poutres principales : 30×35cm².

-Poutres secondaires : 30×35cm².

-Poteaux du RDC, étage1, sous-sol 1, Sous-sol 2 : 45×45cm².

-Poteaux des étages 2, 3, et 4 : 40 × 40 cm²

-Poteaux des étages 5 et 6 : 35× 35 cm²

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, leurs différents rôles sont :

- ✓ La résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ L'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher en bois

Le plancher à corps creux est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée Mt et aux appuis Mg et Md doivent vérifier :

a)- $Mt + (Md + Mg) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b)- $Mt \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$Mt \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

c)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

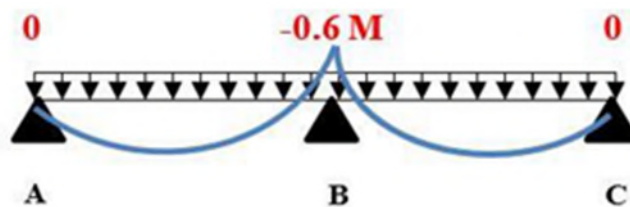


Figure.III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées.

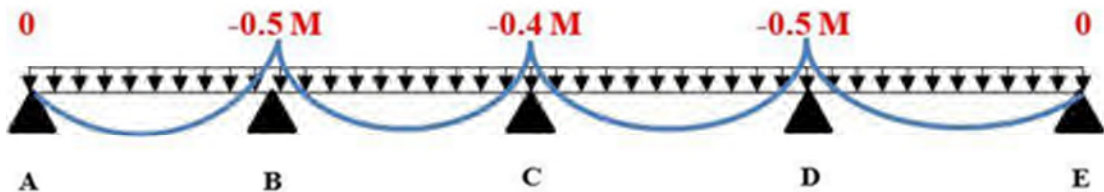


Figure. III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus de 2 travées.

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

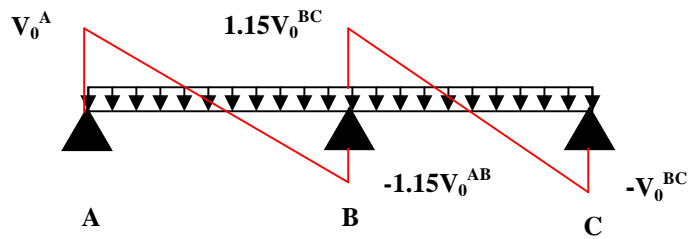


Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

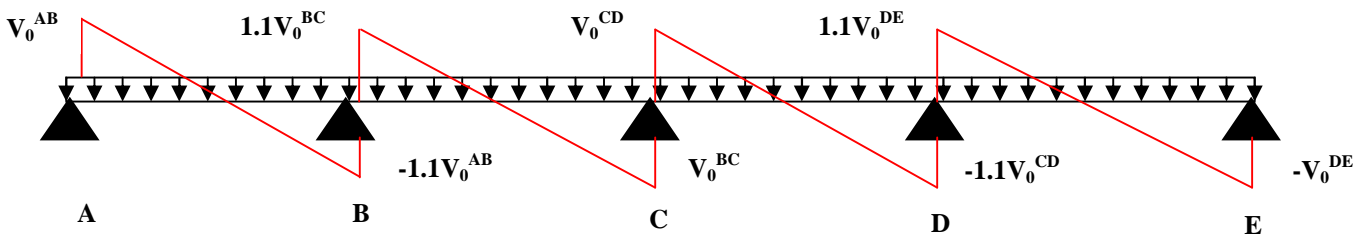


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher est à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

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

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

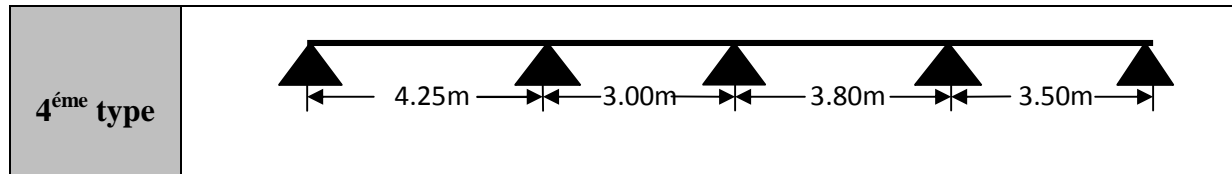
NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 4 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	



- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml.}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

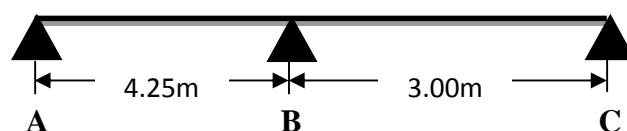
- Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III.2. Combinaisons 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	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.39
Plancher étage courant	5.33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44

Le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour tous les types de poutrelles, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

Application de la méthode de Caquot pour le premier type de plancher étage courant :



$$L_i/L_{i+1}=4.25/3.00=1.41$$

$\notin [0.8;1.25]$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas, la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée. On applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.33 = 3.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.57 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.28 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU :

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.57 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.25 \text{ m}$$

$$L_d' = L_d = 3.00 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.57 \times (4.25^3 + 3.00^3)}{8.5 \times (4.25 + 3.00)} = -7.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{4.25}{2} - \frac{0 - (-7.69)}{6.14 \times 4.25} = 1.83 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.83}{2} \times (4.25 - 1.83) = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 13.59 + \left(-7.69 \times \frac{1.83}{4.25} \right) = 10.27 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.00}{2} - \frac{-7.69 - (0)}{6.14 \times 3.00} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.92}{2} \times (3.00 - 1.92) = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.36 - 7.69 \times \left(1 - \frac{1.92}{3.00} \right) = 3.59 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.14 \times 4.25}{2} + \frac{-7.69 - 0}{4.25} = 11.23 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.14 \times 4.25}{2} + \frac{-7.69 - 0}{4.25} = -14.85 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.14 \times 3.00}{2} + \frac{0 - (-7.69)}{3.00} = 11.77 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.14 \times 3.00}{2} + \frac{0 - (-7.69)}{3.00} = -6.64 \text{ KN}$$

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Pu' (KN/m)	Pu (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 1	AB	4.25	4.57	6.14	13.59	0	-7.69	10.27	11.23	-14.85
	BC	3.00	4.57	6.14	6.36	-7.69	0	3.59	11.77	-6.64

A l'ELS :

La même procédure de calcul que l'état ultime aboutit aux résultats résumés dans le tableau. III.4:

Tableau III.4.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)
Type 1	AB	4.25	4.44	3.28	0	-5.52	1.83	7.45
	BC	3.00	4.44	3.28	-5.52	0	1.92	2.61

Les résultats des autres types de poutrelles du plancher terrasse, plancher étage courant et le plancher de l'étage commercial sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (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	4.25	6.02	4.34	0	-6.95	10.34	11.16	-14.42
	BC	3.00	6.02	4.34	-6.95	-5.65	0.48	9.46	8.59
	CD	3.80	6.02	4.34	-5.65	0	8.22	12.93	-9.95

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (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	4.25	4.38	3.14	0	-5.03	7.55
	BC	3.00	4.38	3.14	-5.03	-4.09	0.38
	CD	3.80	4.38	3.14	-4.09	0	6.01

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher 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	4.25	6.14	4.58	0	-7.34	10.43	11.32	-14.77
	BC	3.00	6.14	4.58	-7.34	-5.97	0.27	10.58	-7.84
	CD	3.80	6.14	4.58	-5.97	0	8.30	13.23	-10.09

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher 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	4.25	4.44	3.28	0	-5.26	7.56
	BC	3.00	4.44	3.28	-5.26	-4.28	0.23
	CD	3.80	4.44	3.28	-4.28	0	6.02

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	Pu' (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.00	6.14	4.58	0	-4.92	4.66	7.57	-10.85
	BC	3.80	6.14	4.58	-4.92	-5.85	5.70	11.42	-11.91
	CD	3.50	6.14	4.58	-5.85	0	6.70	12.41	-9.07

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3) :

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 3	AB	3.00	4.44	3.28	0	-3.53	3.38
	BC	3.80	4.44	3.28	-3.53	-4.19	4.16
	CD	3.50	4.44	3.28	-4.19	0	4.86

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	Pu' (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.25	6.14	4.58	0	-7.34	10.43	11.32	--14.77
	BC	3.00	6.14	4.58	-7.34	-4.15	1.25	12.40	-6.02
	CD	3.80	6.14	4.58	-4.15	-5.84	6.09	11.22	-13.35
	DE	3.50	6.14	4.58	-5.84	0	6.70	12.42	-9.07

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type4) :

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	4.25	4.44	3.28	0	-5.26	7.56
	BC	3.00	4.44	3.28	-5.26	-2.97	0.93
	CD	3.80	4.44	3.28	-2.97	-4.19	4.44
	DE	3.50	4.44	3.28	-4.19	0	4.86

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	Pu' (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.25	9.55	7.99	0	-12.81	15.63	17.28	--23.31
	BC	3.00	9.55	7.99	-12.81	-7.25	0.89	16.18	-12.47
	CD	3.80	9.55	7.99	-7.25	-10.20	8.54	17.37	-18.92
	DE	3.50	9.55	7.99	-10.20	0	9.97	19.63	-13.80

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type4) :

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	4.25	6.71	5.56	0	-8.91	11.03
	BC	3.00	6.71	5.56	-8.91	-5.04	0.70
	CD	3.80	6.71	5.56	-5.04	-7.09	6.07
	DE	3.50	6.71	5.56	-7.09	0	7.04

Tableau.III.15.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type2) :

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	4.25	9.55	7.99	0	-12.81	15.63	17.28	-23.31
	BC	3.00	9.55	7.99	-12.81	-10.42	-0.84	15.12	-13.53
	CD	3.80	9.55	7.99	-10.42	0	12.43	20.89	-15.41

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (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	4.25	6.71	5.56	0	-8.91	11.03
	BC	3.00	6.71	5.56	-8.91	-7.25	-0.50
	CD	3.80	6.71	5.56	-7.25	0	8.76

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (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	3.00	9.55	7.99	0	-8.58	6.88	11.46	-17.18
	BC	3.80	9.55	7.99	-8.58	-10.20	7.86	17.72	-18.57
	CD	3.50	9.55	7.99	-10.20	0	9.97	19.63	-13.80

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type3) :

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	3.00	4.44	5.56	0	-5.96	4.86
	BC	3.80	4.44	5.56	-5.96	-7.09	5.59
	CD	3.50	4.44	5.56	-7.09	0	7.04

Ferraillage des poutrelles:**Exemple de calcul étage courant:**

$$M_t = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -7.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.04 \text{ KN.m}$$

$$V = 14.85 \text{ KN}$$

En travée :

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

- ✓ 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.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{10.43 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 74\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.43 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

- **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 ($b_0 \times h$).

$$M_u = 7.69 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.69 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.167$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}) = 0.229 \Rightarrow \xi_{st} = 11.78 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.229) = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.69 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition}$
vérifiée.

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

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

$$M_u = 2.04 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 59\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.056) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a$ Condition vérifiée.

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

Vérifications àELU :

• Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 14.85 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.825 \text{ Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 100 / 10, 10 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 6$.

Donc, la section d'armatures transversales sera de : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacement S_t :

L'espace des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.825 - 0.3 \times 2.1)} = 93.54cm$$

$$S_t \leq 93.54cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit $S_t = 15cm$.

• Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.97 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

(Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2.$$

$$1.15 \times 14.85 \times 10^{-3} / 400 = 0.43cm^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}.$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ m}^2.$$

$$1.15/400(14.85 - 7.34 \times 10^{-3}/0.9 \times 0.18) = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01485 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque : Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.79 \text{ cm}^2$.

• Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcul comme une section rectangulaire $b \times h$.

$$\text{Calcul de } y : b/2 (y)^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.91 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = b y^3 / 3 + 15A (d-y)^2$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 7,56 \cdot 10^{-3} \cdot 3.91 \cdot 10^{-2} / 8323.05 \cdot 10^{-8} = 3.55 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ *Condition vérifiée.*

En appuis intermédiaires :

$M_{\text{ser}} = -5.52 \text{ KN.m} < 0$: le calcul se fait pour une section (b_0, h)

Position de l'axe neutre

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.70 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 12946.94 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 5.52 \cdot 10^{-3} \cdot 7.7 \cdot 10^{-2} / 12946.94 \cdot 10^{-8} = 3.28 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ *Condition vérifiée.*

Etat limite de déformation : (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}.$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 < \frac{10.43}{15 \times 13.61} = 0.051 \Rightarrow \text{non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

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 en œuvre 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.

Remarque : Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A (d - v)^2 + 15 \times A' (v - d')^2$$

$$I_0 = 18516.54 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)} (\text{cm}^4))$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_v = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 3 \times E_v \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton}$$

$$E_i = 32456.596 \text{ MPa.}$$

Module de déformation longitudinale instantanée 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 :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.46 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 4.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 6.249 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 8.019 \text{ KN.m}$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = 18516.54 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.013} = 3.25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.30$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{4.515 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 114.613 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{6.249 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 158.624 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{8.019 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 203.552 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 114.613 + 2.1} = 0.54 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 158.624 + 2.1} = 0.64 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 203.552 + 2.1} = 0.71 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18516.54 \times 10^{-8}}{1 + 3.25 \times 0.54} = 7.33 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 18516.54 \times 10^{-8}}{1 + 3.25 \times 0.64} = 6.56 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 18516.54 \times 10^{-8}}{1 + 3.25 \times 0.71} = 6.14 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 18516.54 \times 10^{-8}}{1 + 1.30 \times 0.64} = 1.1 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.515 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32456.596 \times 7.33 \times 10^{-5}} = 3.43 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{6.249 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32456.596 \times 6.56 \times 10^{-5}} = 5.30 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{8.019 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32456.596 \times 6.14 \times 10^{-5}} = 7.27 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{6.249 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 10818.865 \times 1.1 \times 10^{-4}} = 9.44 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.44 \times 10^{-3} - 3.43 \times 10^{-3} + 7.27 \times 10^{-3} - 5.30 \times 10^{-3} = 7.98 \times 10^{-3} m = 0.798 cm$$

$$\Delta f_t = 0.798 cm < f_{adm} = 0.85 cm \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Tableau III.19. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher des étages courants :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$
En travée	10.43	0.035	0.045	0.176	1.70	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	-7.69	0.167	0.229	0.164	1.34	0.22	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	-2.04	0.044	0.056	0.175	0.33	0.22	1HA10 0.79

Tableau III.20. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.91	8323.05	18516.54	7.33×10^3	6.56×10^3	6.14×10^3	1.1×10^4	0.798	0.85

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.21. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$
En travée	10.34	0.035	0.044	0.177	1.68	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	-6.95	0.151	0.205	0.165	1.21	0.22	2HA10 1.57
En appui de rive	-2.004	0.044	0.056	0.175	0.33	0.22	1HA10 0.79

Le ferrailage choisit ($A_{\text{choisit}}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$\begin{cases} A_{st} = 1HA10 + 2HA12 = 3.05 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.22.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

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)
4.25	3.05	3.341	6.755	7.929	10307.16	19796.12
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.37	10303.25	8096.10	7799.20	12994.39	0.788	0,85

Pour le plancher de l'étage commercial, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.23.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher de l'étage commercial :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
En travée	15.63	0.052	0.067	0.175	2.57	1.41	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	-12.81	0.278	0.417	0.149	2.47	0.22	1HA12+1HA14 2.67
En appui de rive	-3.16	0.068	0.088	0.174	0.52	0.22	1HA10 0.79

Le ferrailage choisit (A_{choisit}=3.05 cm²) au niveau des poutrelles de l'étage commercial ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$\begin{cases} A_{st} = 1HA12 + 2HA14 = 4.21cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

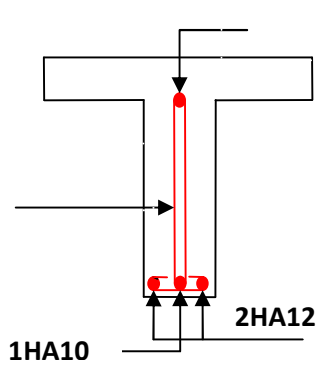
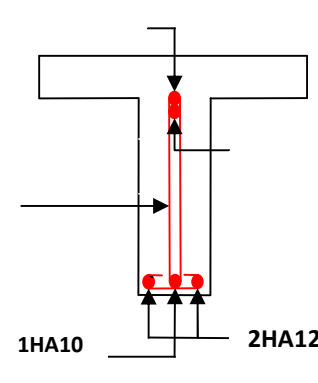
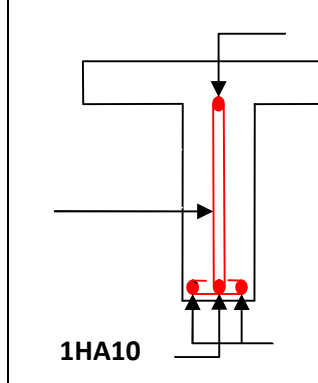
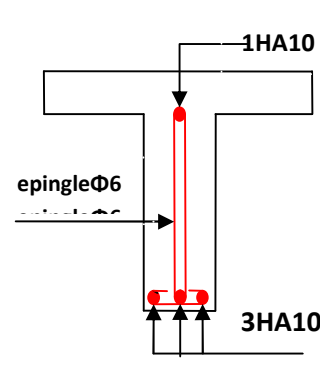
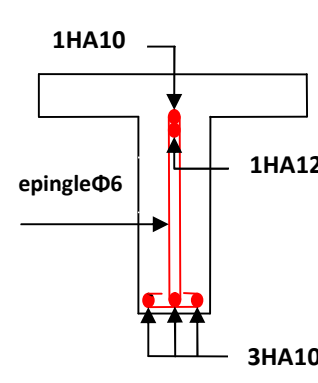
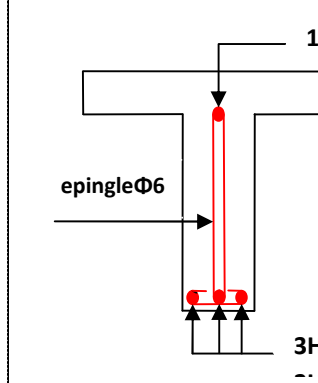
Tableau III.24.Evaluation de la flèche dans le plancher de l'étage commercial :

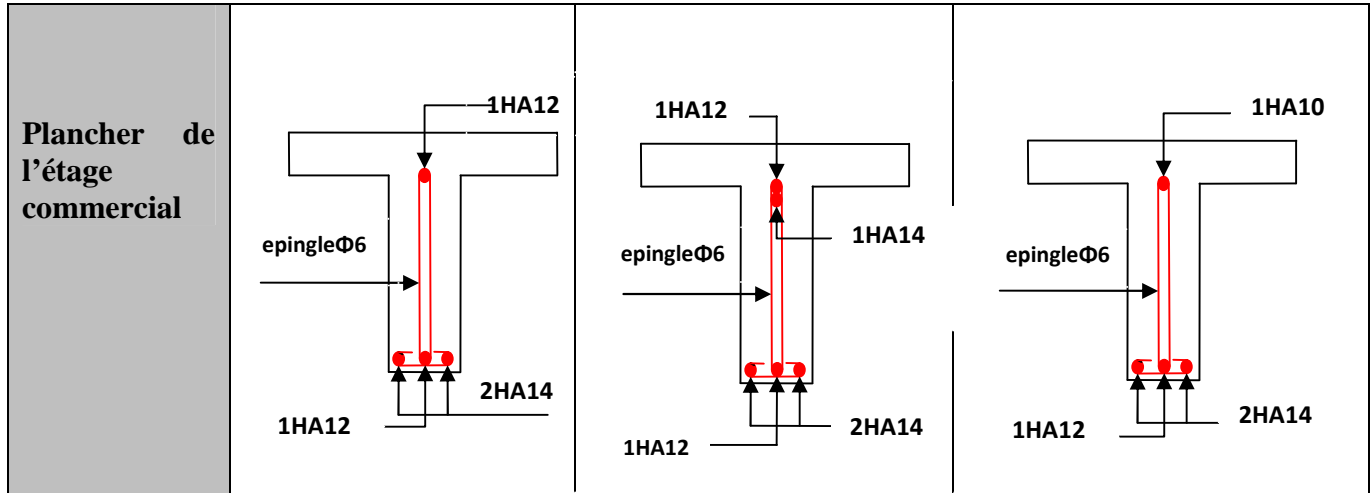
L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
-------	-----------------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	----------------------	-----------------------------------

4.25	4.21	4.515	6.249	12.119	13380.14	21823.26
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.02	11937.31	10952.27	9744.70	16255.19	0.805	0,85

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.25. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher étage courant			



❖ **Ferrailage 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 ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm..... condition vérifiée.

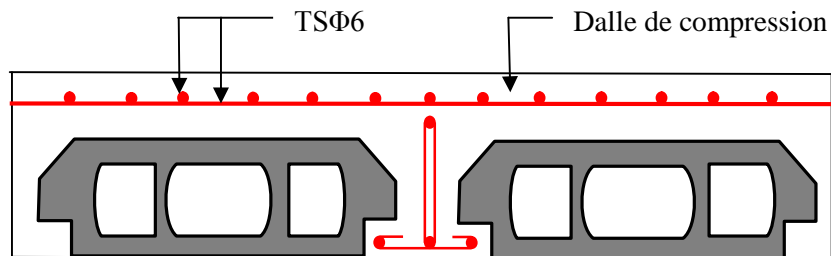


Figure. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

Dalle sur deux appuis et dalle sur trois appuis.

On appelle :

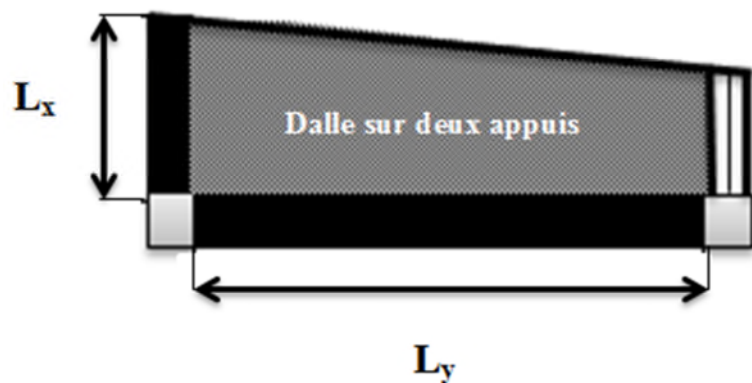
L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

A).1^{er} type : dalle sur deux appuis:

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.30 \text{ m}$$



• **Evaluation des charges :**

$$G = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN. m}$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.97 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.3 \text{ m} ; \quad \rho = 0.42 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.1075$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.63 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 2.14 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.53 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1.26 \text{ KN.m.}$$

• **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.0105 \Rightarrow A_s = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.42 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = (\rho_0 / 2) \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.25 \Rightarrow A_s = 0.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.42 > 0.4$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = A_{\min} = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.14	0.0105	0.013	0.12	0.51	1.23	3.14=4HA10	25
Y	0.53	0.0026	0.0032	0.12	0.13	0.96	3.14=4HA10	25
En appui								
X et Y	1.26	0.0073	0,0092	0,109	0,33	1.23	3.14=4HA10	25

Vérifications :

A l'ELU :• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.97 \times 1.40}{2} \times \frac{3.3^4}{3.3^4 + 1.40^4} = 8,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.067 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0.1098$$

$$\mu_y = 0.3$$

$$M_{ser}^{lx} = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ly} = 0.55 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$(b \times y^2)/2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$(100 \times y^2)/2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 12$$

$$Y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = b(y^3/3) + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = 4713.128 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 1.127 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton}$$

La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible → $\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 52.59 \text{Mpa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ Condition vérifiée.

La flèche :

$A_s / b \times d = 0.0026 < 2 / f_e = 0.005$ Condition non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Vérification de la flèche :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27.Evaluation de la flèche dans le 1^{er} type de dalle :

	L (m)	B (m)	H (m)	As _t (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
Y	3.30	1.00	0.14	3.14	25	0.156	0.222	0.379	0.084	6.6
X	1.40	1.00	0.14	3.14	25	0.626	0.891	1.518	0.061	2.8

Ferraillage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{st}^y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$S_t = 25\text{cm}$

Schéma de ferraillage :

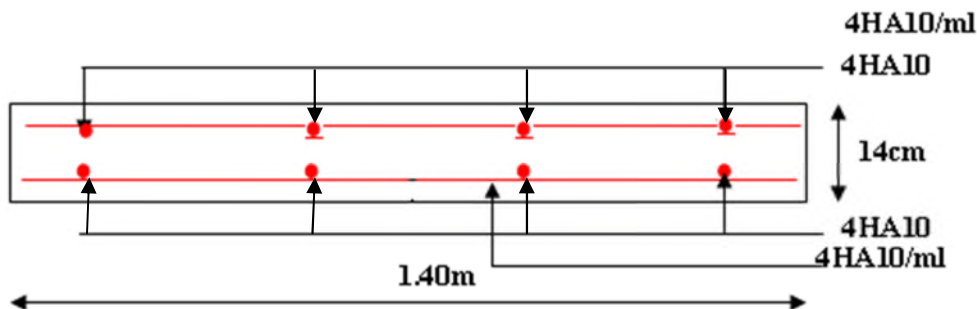
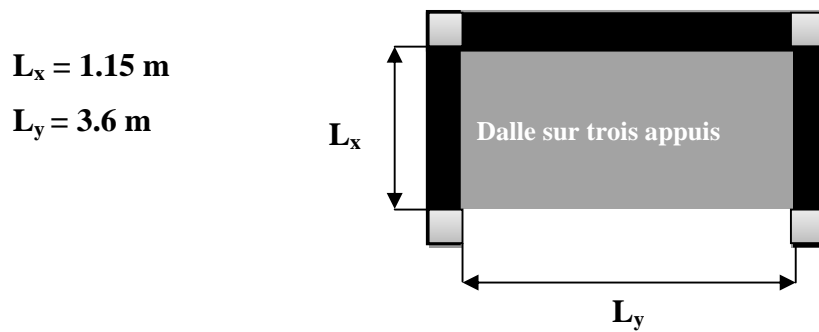


Figure. III.6. Schéma de ferraillage de la dalle pleine type N° 1.

B) 2^{ème} type : dalle sur trois appuis (Balcon) :



- **Evaluation des charges :**

$$G = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN. m}$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.97 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.15 \text{ m}$$

$L_y = 3.6 \text{ m}$; $\rho = 0.319 < 0.4$ Donc la dalle travaille dans un seul sens comme une console.

$$L_x < l_y / 2$$

$$M_{0X} = (P_u l_x^2 l_y / 2) - 2 P_u l_x^3 / 3$$

$$M_{0Y} = P_U l_x^3 / 6$$

$$M_{0X} = 16.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 3.03 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 13.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 2.57 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -6.95 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.068 \Rightarrow A_s = 3.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.319 < 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } FeE400$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$A_r = A_s/3$$

$$A_r = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{choisit}} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Résultats de ferrailage du 2^{er} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	13.91	0.068	0.088	0.115	3.45	0.96	4.52=4HA12	25
Y					1.15	0.96	1.51=3HA8	33

Vérifications :**A l'ELU :**• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho < 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2}$$

$$V_{ux} = \frac{11.97 \times 1.15}{2} = 6.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.057 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$ *vérifiée*. (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{0x} = 11.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 2.15 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 1.83 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -5.79 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$(b \times y^2)/2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$(100 \times y^2)/2 + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 12$$

$$Y = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = b(y^3/3) + 15 \times A(d - y)^2$$

$I = 6324.56 \text{ cm}^4$; $\sigma_{bc} = 5.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Pas de risque de fissuration du béton

La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 200.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Condition vérifiée.

La flèche :

$A_s / b \times d = 0.0037 < 2 / f_c = 0.005$ Condition non vérifiée

Donc, la vérification de la flèche est nécessaire.

Vérification de la flèche :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Evaluation de la flèche dans le 2^{ème} type de dalle :

	L (m)	B (m)	H (m)	As _t (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
Y	3.6	1.00	0.14	4.52	25	0.754	1.073	1.827	0.49	7.2
X	1.15	1.00	0.14	4.52	25	4.065	5.784	9.850	0.50	2.3

Ferraillage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \\ A_{st}^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Schéma de ferraillage :**

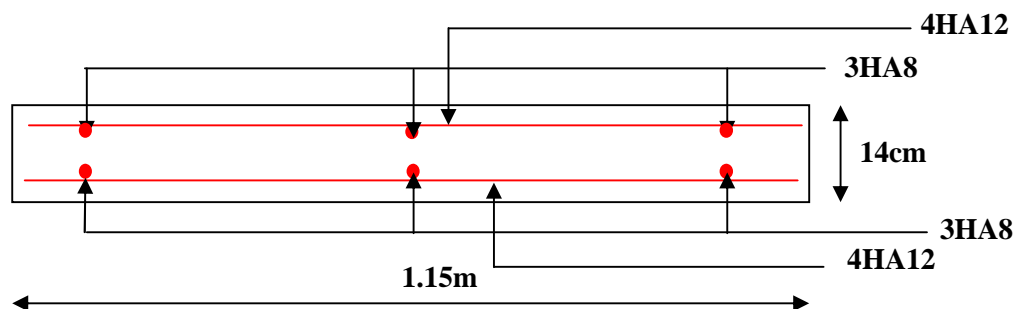


Figure.III.7. Schéma de ferraillage de la dalle pleine type N°2.

III.3. Les 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.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier, escalier à trois volées et un escalier à deux volées.

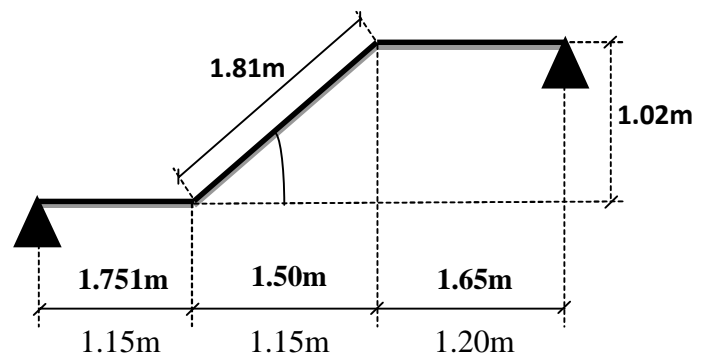
Escalier à trois volées**1^{ère} partie de l'escalier (2 volées identiques deux paliers identiques)**

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G= 5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q= 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

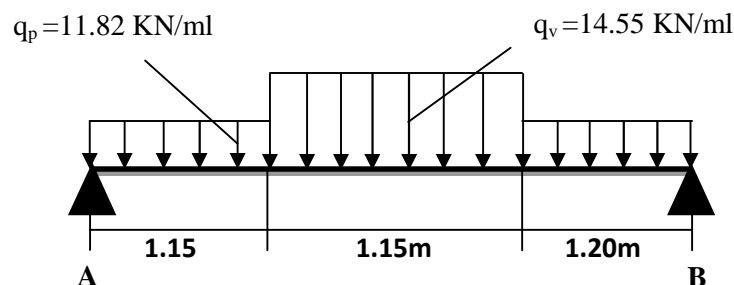
**Calcul à l'ELU:**

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8) + (1.5 \times 2.5) = 14,55 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

Schema statique:

• **Calcul des sollicitations:**

Calcul des réactions:

Après calcul de la méthode RDM, on trouve:

$$R_A = 22.28 \text{ KN.}$$

$$R_B = 22.23 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

• **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.15 \text{ m}$**

$$M = 22.28x - 5.91x^2$$

$$T = 11.82x - 22.28$$

Pour $x=0 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-22.28 \text{ KN.} \end{array} \right.$

Pour $x=1.15 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M=17.80 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-8.68 \text{ KN} \end{array} \right.$

• **2^{ème} tronçon : $1.15 \text{ m} < x < 2.30 \text{ m}$**

$$M = -7.275x^2 + 25.42x - 1.80$$

$$T = 14.55x - 25.42$$

Pour $x = 1.20 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M=17.80 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-8.68 \text{ KN} \end{array} \right.$

Pour $x = 2.30 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M=18.18 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=8.04 \text{ KN} \end{array} \right.$

Calcul M^{\max} :

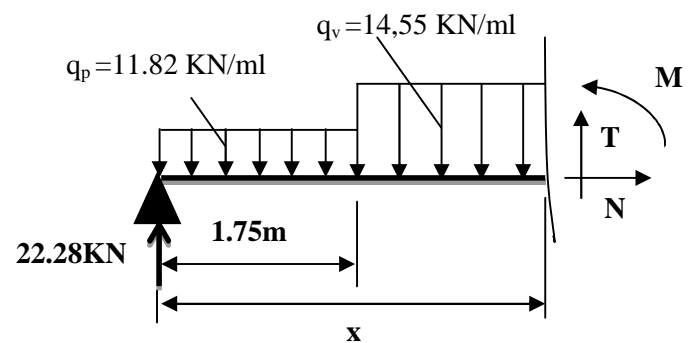
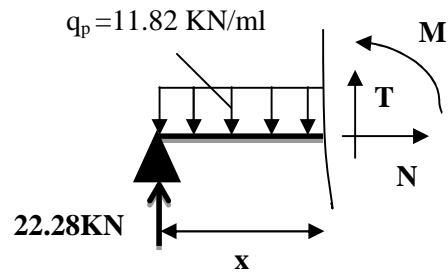
$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM / dx = 0$$

$$x = 1.75 \text{ m}$$

Donc $M^{\max} = 20.41 \text{ KN.m.}$



- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 20.41 = -10.205 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 20.41 = 17.35 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Tableau de ferraillage de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
M_t (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
17.35	0.047	0.061	0.156	3.19	1.93	5.65=5HA12	20
En appui							
10.205	0.028	0.036	0.157	1.86	1.93	3.39=3HA12	33

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 22.28 \text{ KN}$$

$$\tau = T/bd = 22.28 \times 10^{-3} / 1 \times 0.16 = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm.}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8 + 2.5 = 10.50 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Les résultats de calcul par la méthode RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
16.23	15.77	1.76	15.05	12.79	4.42	14243.03	3.96	15	vérifiée
En appui									
16.23	15.77	1.76	15.05	-7.525	3.55	9373.17	2.85	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$h_t / l = 0.18 / 3.5 = 0.05 < 1/16 = 0.0625$$

On doit vérifier la flèche

Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

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)
3.5	5.65	7.19	10.69	11.01	14243.03	274152.8
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.42	301568.21	215230.44	204128.08	279870.17	0.039	0,7

Schéma de ferrailage :

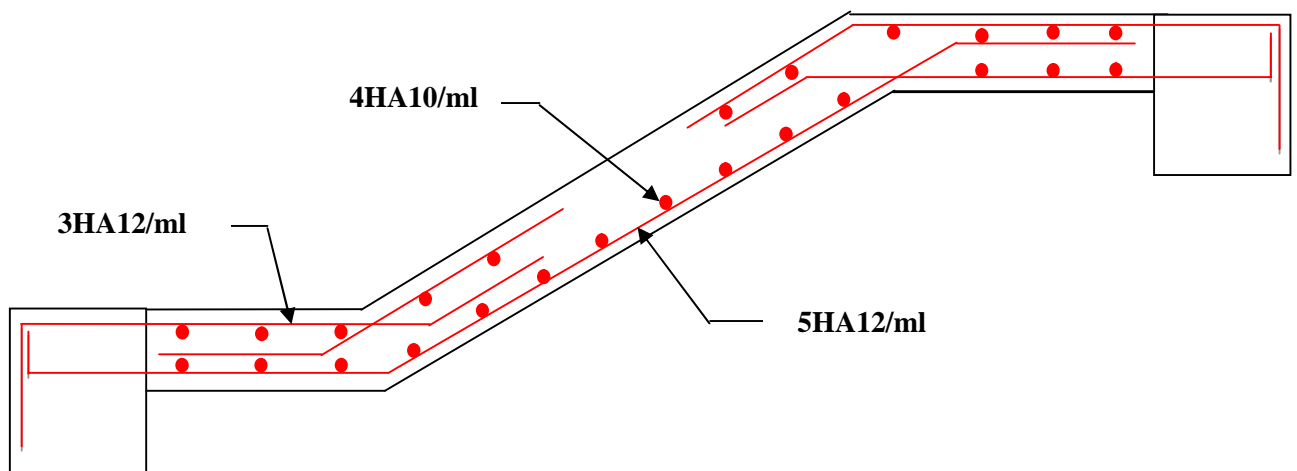


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

2^{ème} partie de l'escalier (3^{ème} volée qui relie les 2 paliers de repos)

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8) + (1.5 \times 2.5) = 14,55 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

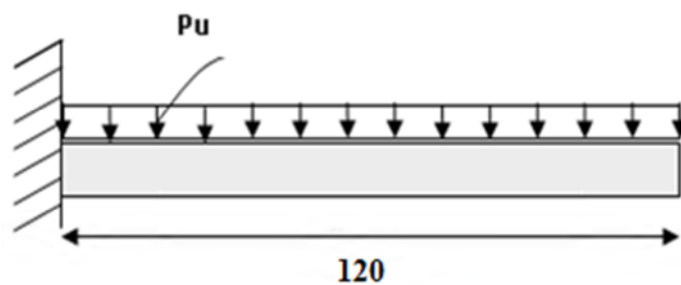


Tableau III.33 : Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
10.47	0.073	0.096	0.096	3.13	1.21	5HA12 5.65	4HA10 3.14

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2,5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 5HA12, soit $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 17.46 \text{ KN}$$

$$\tau = T/bd = 17.46 \times 10^{-3} / 1 \times 0.1 = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8+2.5) = 10.50 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.50 \times 1.20^2) / 2] = 7.56 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

- **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3.35 \text{ cm}$$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3.35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3.35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.56 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 5.06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00565 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 :Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	b (m)	H (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.20	1.00	0.12	5.65	0	25	4.14	9.49	12.30	4.92	6

• **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Schéma de ferraillage :**

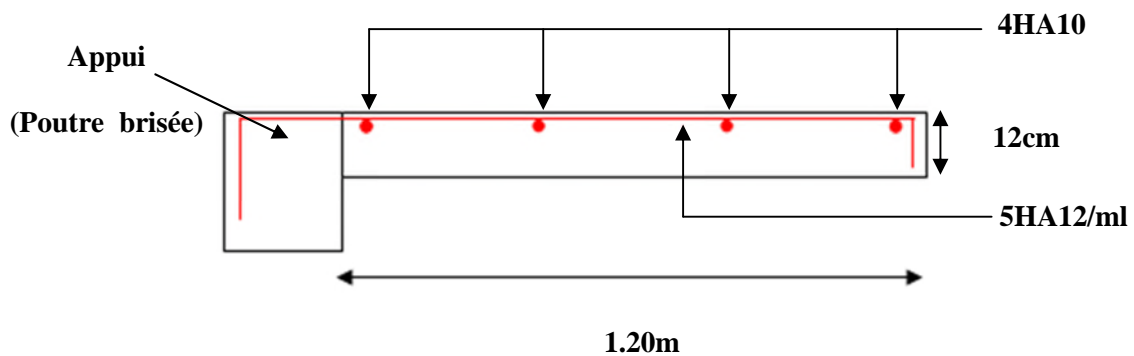


Fig. III.9.Schéma de ferraillage de la partie 2 de l'escalier.

- Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

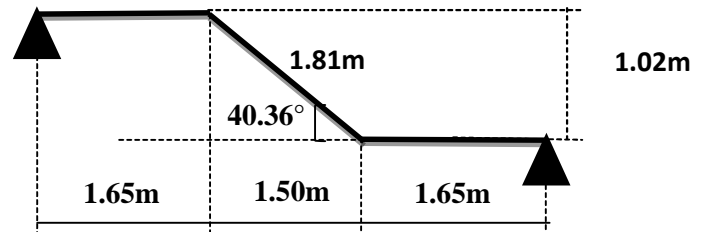
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L = 1.2 + (1.20 / \cos 40.36^\circ) + 1.2 = 3.97m$$

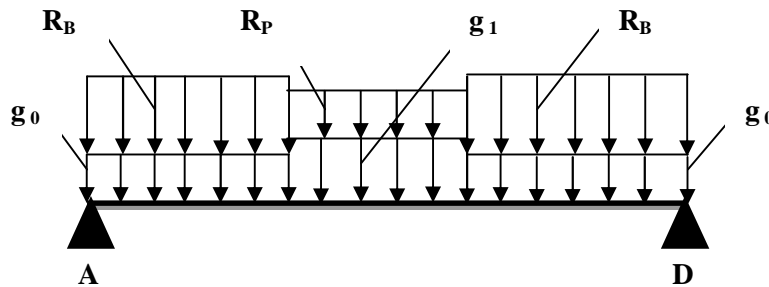
$$379/15 \leq h \leq 379/10 \Rightarrow 25.26 \leq h \leq 37.9$$

Donc soit $h = 35$ cm et $b = 30$ cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.



Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.35 / \cos 40.36^\circ = 3.44 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_B = 22.23 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 17.46 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_B : la charge ramenée par les deux autres volées

R_P : la charge ramenée par la volée qui relie les deux paliers.

Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.35. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
42.372	42.372	1.8	36.71	18.36	31.20	42.37

- Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.36. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis:

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
31.20	0.067	0.0087	0.318	1.19	5.81
En appui					
18.36	0.039	0.05	0.323	1.19	3.42

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = V_u / b \times d = 42.37 \times 10^{-3} / 0.3 \times 0.33 = 0.43 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée. $A_t = 0.4 \times b \times S_t / f_c = 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 = 0.60 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

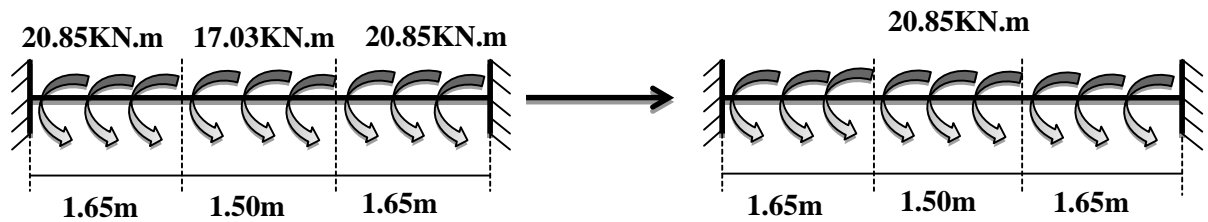
$$A_t = 0.4 \times b \times S_t / f_c = 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (\tau - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t / 0.8 f_c = (0.43 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2 / 0.8 \times 400 = -0.25 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A_t = 0.60 \text{ cm}^2$

Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_a = 10.205 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = M_a \times 1/2 = 10.205 \times 4/2 = 20.41 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = 1/6 b = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) (h-e) = (30-5) (35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = 20.41 \times 10^{-3} / 2 \times 0.075 \times 0.05 = 2.72 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles : τ_t

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.43)^2 + (2.72)^2} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = M_a \cdot U \cdot \gamma / 2 \cdot \Omega \cdot f_e$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = 4.31 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

- **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexionsimple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.6 + 0.78 = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales :**

- **En appui :**

$$A_l^a = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 5.57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_l^t = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 10.12 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**
 - ┌ Pour A_l^t on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm².
 - ├ Pour A_l^a on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm².
 - └ Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8=2.01 \text{ cm}^2$.

Schéma de ferrailage :

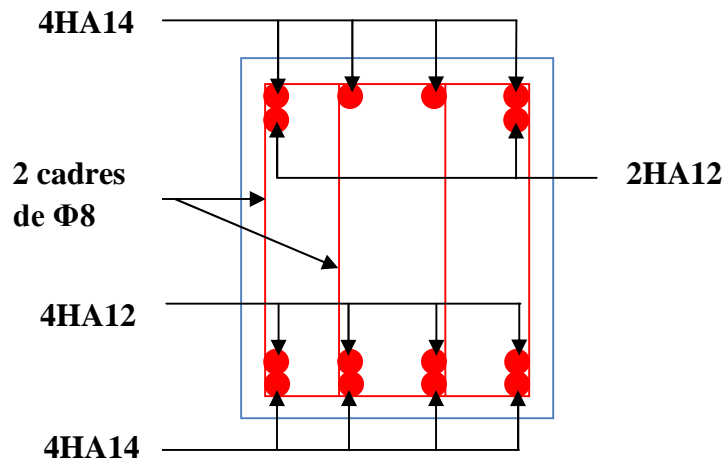


Fig. III.10.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Calcul à l'ELS :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)
30.675	30.675	1.8	28.15	14.08	20.49

• Vérification de σ_{bc} :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$y = 14.22 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 104114.89 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = 2.79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

1) $h/l = 35/400 = 0.0875 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

2) $h/l = 0.0875 > M_t/15 \times M_0 = 0.056 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

3) $A_s/b \times d = 0.0101 < 4.2/f_c = 0.0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Escalier à deux volées**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left[\begin{array}{l} G=8 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G= 5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q= 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

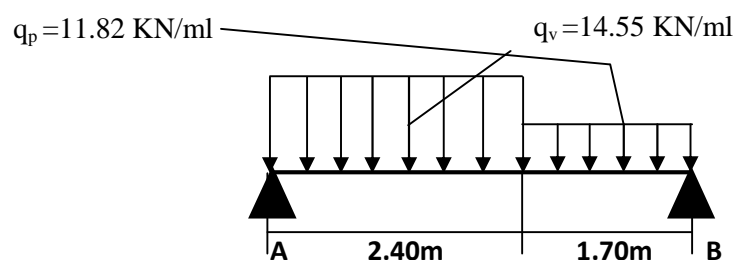
Calcul à l'ELU:

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8) + (1.5 \times 2.5) = 14.55 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

Schema statique:

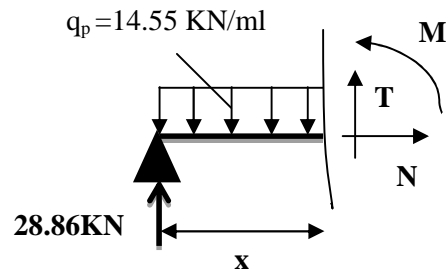
• **Calcul des sollicitations:**

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 28.86 \text{ KN.}$$

$$R_B = 26.14 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

• **1^{er} tronçon : 0 < x < 2.40 m**

$$M = -7.275 x^2 + 28.86 x$$

$$T = 14.55 x - 28.86$$

Pour $x=0 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T = -28.86 \text{ KN.} \end{array} \right.$

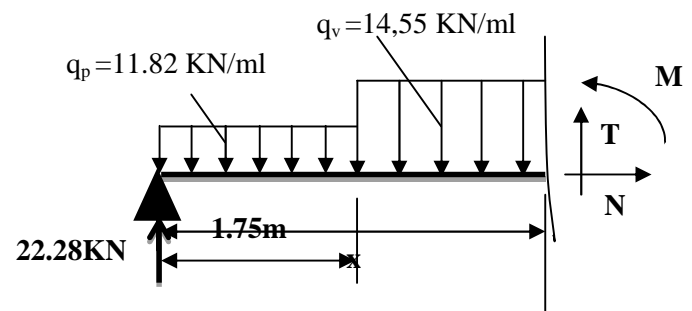
Pour $x=2.40 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 27.36 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 6.06 \text{ KN} \end{array} \right.$

• **2^{ème} tronçon : 2.4 m < x < 4.1 m**

$$M = -5.91x^2 + 22.308x + 7.86$$

$$T = 11.82 x - 22.308$$

Pour $x = 2.40 \text{ m} \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 27.36 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 6.06 \text{ KN} \end{array} \right.$



Pour $x=4.1 \text{ m} \rightarrow$ $M = -0.024 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $T = 26.164 \text{ KN}$

Calcul M^{max} :

$$M^{\text{max}} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM / dx = 0$$

$$x = 1.88 \text{ m}$$

Donc $M^{\max}=28.91$ KN.m.

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 28.91 = -14.455 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 28.91 = 24.57 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Tableau de ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
M_t (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
24.57	0.067	0.087	0.154	4.57	1.93	5.65=5HA12	20
En appui							
14.455	0.039	0.051	0.156	2.65	1.93	3.39=3HA12	33

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 28.86 \text{ KN}$$

$$\tau = T/bd = 28.86 \times 10^{-3} / 1 \times 0.16 = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 4.57 / 4 = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm.}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8 + 2.5 = 10.50 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Les résultats de calcul par la méthode RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
20.82	18.80	1.88	20.85	17.72	4.42	14243.03	5.49	15	vérifiée
En appui									
20.82	18.80	1.88	20.85	-10.425	3.55	9373.17	3.95	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$h_t / l = 0.18 / 4.1 = 0.044 < 1/16 = 0.0625$$

On doit vérifier la flèche

Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

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)
4.1	5.65	10.257	13.074	17.533	14243.03	274152.8
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.42	233168.09	156782.22	112661.34	220220.04	0.107	0,82

Schéma de ferrailage :

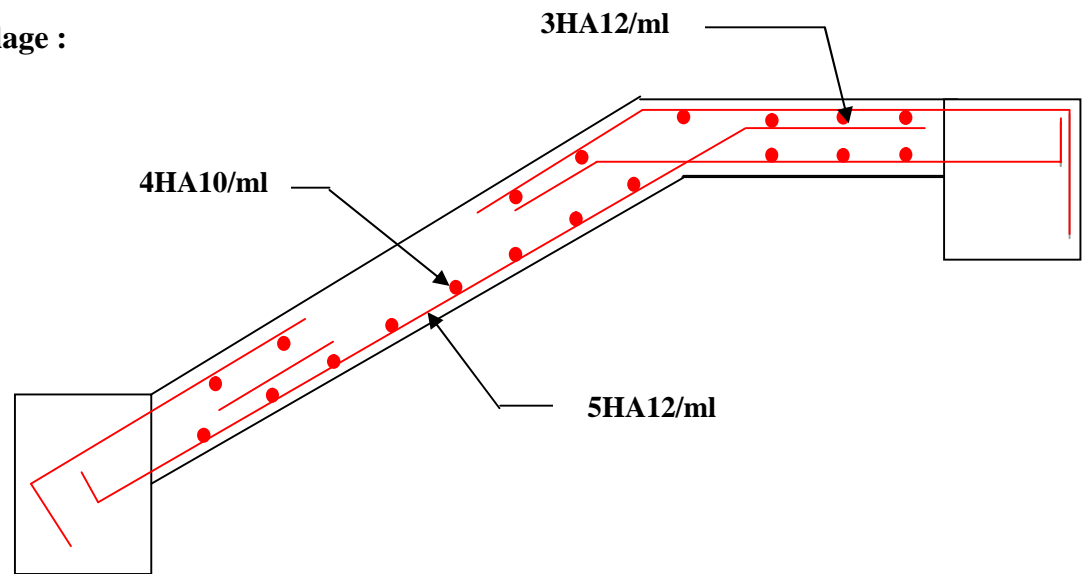


Figure. III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier.

2^{ème} type d'escalier à deux volées :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G= 5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q= 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

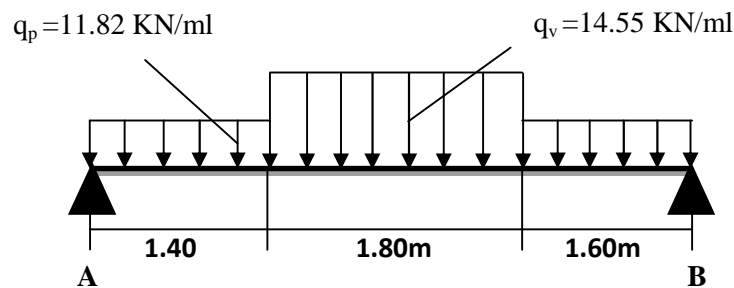
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35 \times 8)+(1.5 \times 2.5)=14,55 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35 \times 5.98)+(1.5 \times 2.5)=11.82 \text{ KN/ml.}$$

• Schema statique:



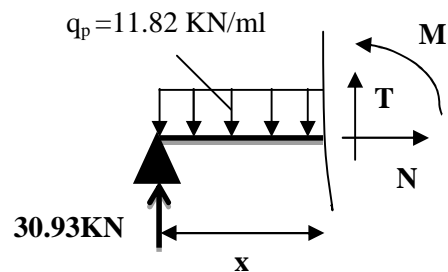
Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 30.93 \text{ KN.}$$

$$R_B = 30.72 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

• 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.40 \text{ m}$

$$M = 30.93x - 5.91x^2$$

$$T = 11.82x - 30.93$$

Pour $x=0 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T = -30.93 \text{ KN.} \end{array} \right.$

Pour $x=1.40 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 31.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -14.38 \text{ KN} \end{array} \right.$

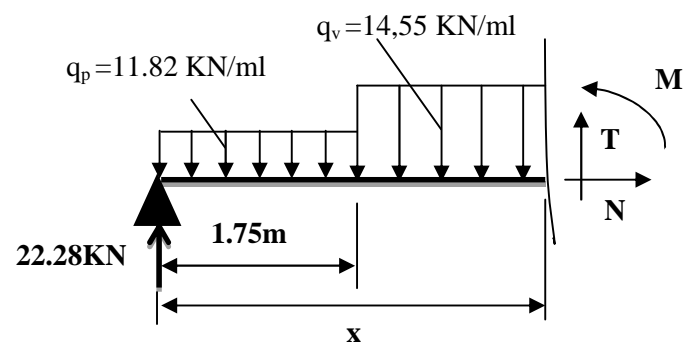
• 2^{ème} tronçon : $1.40 \text{ m} < x < 3.20 \text{ m}$

$$M = -7.275x^2 + 34.75x - 2.67$$

$$T = 14.55x - 34.75$$

Pour $x = 1.40 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 31.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -14.38 \text{ KN} \end{array} \right.$

Pour $x = 3.20 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 34.034 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 11.81 \text{ KN} \end{array} \right.$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM/dx = 0$$

$$x = 2.38 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 38.83 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 38.83 = -19.415 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 38.83 = 33.01 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Tableau de ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
M_t (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
33.01	0.091	0.119	0.152	6.23	1.93	6.79=6HA12	17
En appui							
19.415	0.053	0.068	0.155	3.58	1.93	4.52=4HA12	25

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 30.93 \text{ KN}$$

$$\tau = T/bd = 30.93 \times 10^{-3} / 1 \times 0.16 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 6.23 / 4 = 1.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm.}$$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33cm) = 33cm > 20cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8 + 2.5 = 10.50 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.42. Les résultats de calcul par la méthode RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
22.25	22.09	2.38	27.97	23.77	4.78	16462.24	6.90	15	vérifiée
En appui									
22.25	22.09	2.38	27.97	-13.985	4.02	11896.17	4.72	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$h_t / l = 0.18 / 4.8 = 0.037 < 1 / 16 = 0.0625$$

On doit vérifier la flèche

Tableau III.43. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
4.8	6.79	13.798	17.644	23.764	16462.24	274990.70
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.78	159015.16	124716.27	99945.32	192647.24	0.202	0,96

Schéma de ferrailage :

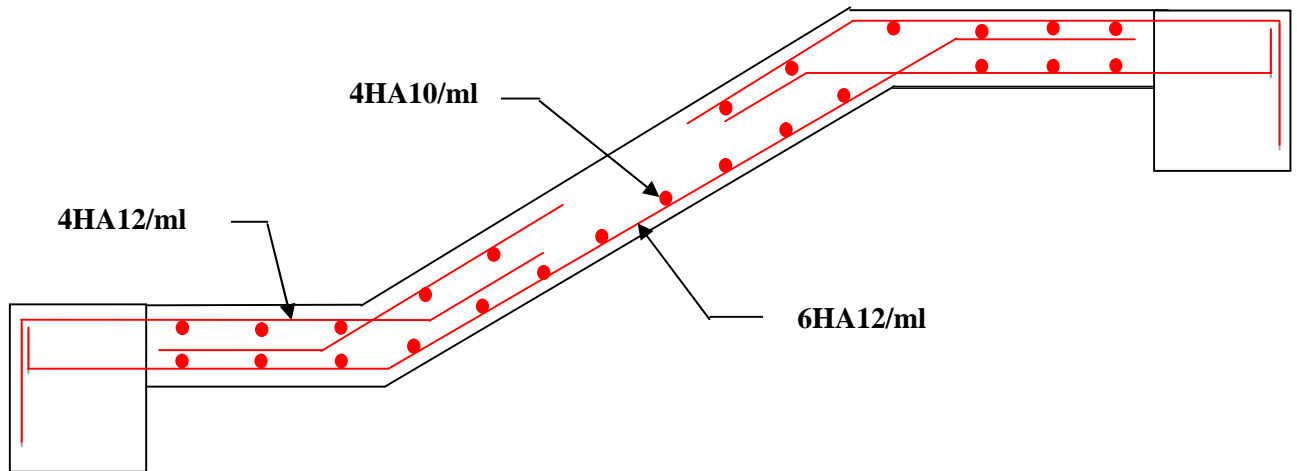


Figure. III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier.

• Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

• Dimensionnement

Condition de la flèche :

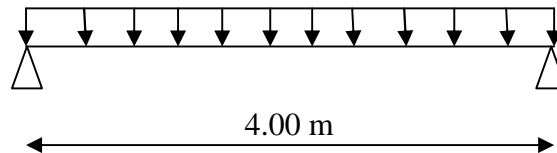


Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

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

❖ Les charges sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre ; G_p et G_v (poids du palier et de la volée).

$$G_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$G_v = 14.55 \times 1.35 = 19.64 \text{ KN/m}$$

$$G_p = 11.82 \times 1.7 = 20.09 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations de la poutre palière

Les sollicitations de la poutre palière sont résumées dans e tableau suivant :

Tableau III.44. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 26.14 \text{ KN}$	$R_B = 18.80 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B + 1.5Q$	$P_s = G_0 + R_B + Q$
$P_u = 33.43 \text{ KN/m}$	$P_s = 23.92 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 66.86 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 47.85 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 M_0 = 56.83 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 M_0 = 40.67 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5 M_0 = -33.43 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5 M_0 = -23.92 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 66.86 \text{ KN.}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 47.85 \text{ KN.}$

III. 3.3.2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$$b = 30\text{cm} \quad h = 35\text{cm} \quad d = 32\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.45. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	56.83	0.039	0.05	0.313	5.21	5.25
Appui	33.43	0.022	0.029	0.316	3.04	5.25

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25\text{cm}^2$

Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 66.86 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.696 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) \end{cases} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l > \left(66.86 - \frac{56.83}{0.9 \times 0.32} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l > -3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} S_t = 15\text{cm} & \text{..... en travée} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{..... en appui} \end{cases}$$

- Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11mm ; \text{ On prend } S_t=15cm$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e}$$

$$A_t \geq 0.092 cm$$

On adopte $A_t = 2\Phi 8 = 1.004cm^2$

III. 3.3.3. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_a = -14.455 KNm$$

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_1 : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075m^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] = 1.1m$$

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.06 cm^2$$

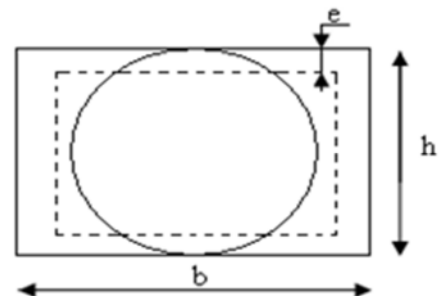


Figure III.14. Section creuse équivalente.

❖ Vérification de la contraintes de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.455 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.92 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min[0.13 f_{c28} ; 4 MPa] = 3.25 MPa$$

$$\tau_{utor} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ Vérification vis-à vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_U^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.696^2 + 1.92^2} = 2.04 MPa < 3.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifié} \quad \text{BAEL9 (article I.III)}$$

❖ Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espaceur comme suit :

• En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{TOR} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.415 \text{ cm}^2$$

• En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{TOR} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.276 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

❖ Section d'armatures finale

• En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.21 + 0.415/2 \Rightarrow A^t = 5.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

• En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.04 + 0.415/2 \Rightarrow A^a = 3.25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^a Soit : $A^a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2. \text{ On opte } A_T = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et étrier } \Phi 8)$$

• **Vérification à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Vérification des contraintes à l'ELS

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	40.67	11.19	53181.61	8.55	15	
Appui	-23.92	8.86	34183.18	6.19	15	

État limite de déformation

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0875 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{400} \geq \frac{40.67}{10 \times 47.85} \Rightarrow 0.0875 \geq 0.0849 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 32} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0063 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.3.4. Schéma de ferrailage de la poutre palière

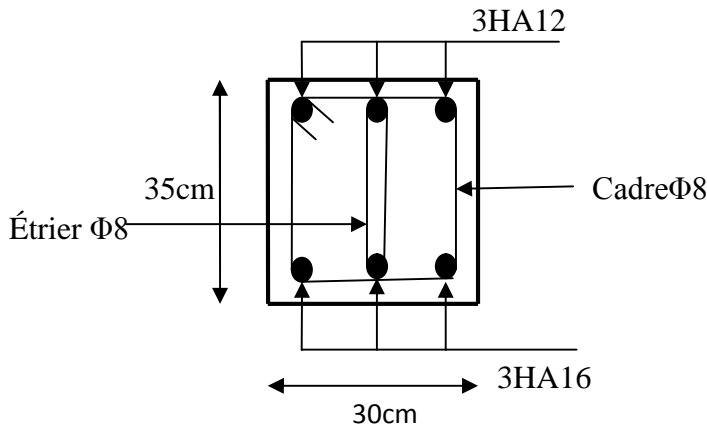


Figure III.15. Ferrailage de la Poutre palière

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse inaccessible), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

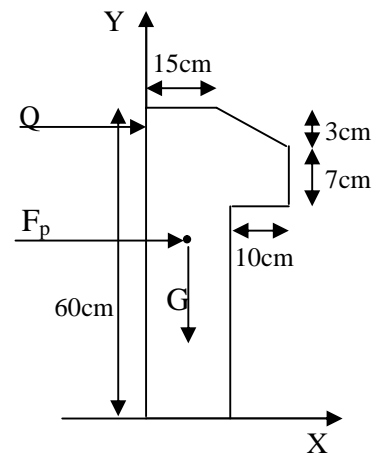


Figure III.16. Coupe transversale de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.4.2.1. Charge verticale :

Tableau III.47. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit en ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.4.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99/2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99/2003 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99/2003 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99/2003 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{KN}$$

III.4.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{m} \\ Y_G = 0.284 \text{m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.48. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA99/2003	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2 \text{ cm. } L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2 \text{ cm. } 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.4.4 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

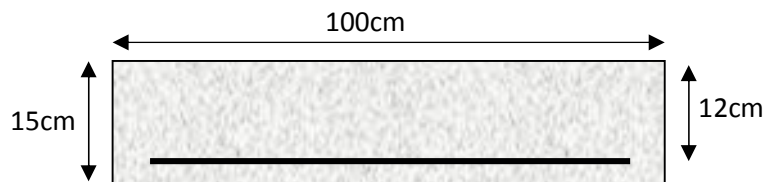


Figure.III.17.Section à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) = 1.380 + 3.54 (0.12 - 0.15/2) = 1.5393 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 1.5393 \cdot 10^{-3} / 0.12^2 \cdot 14.2 = 0.0075 < \mu_1 = 0.3916 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0094 \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.0188 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$. On adopte $S_t = 25\text{cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/4 = 17.5\text{cm}$. On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

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 :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0131 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0131} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0323 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère.

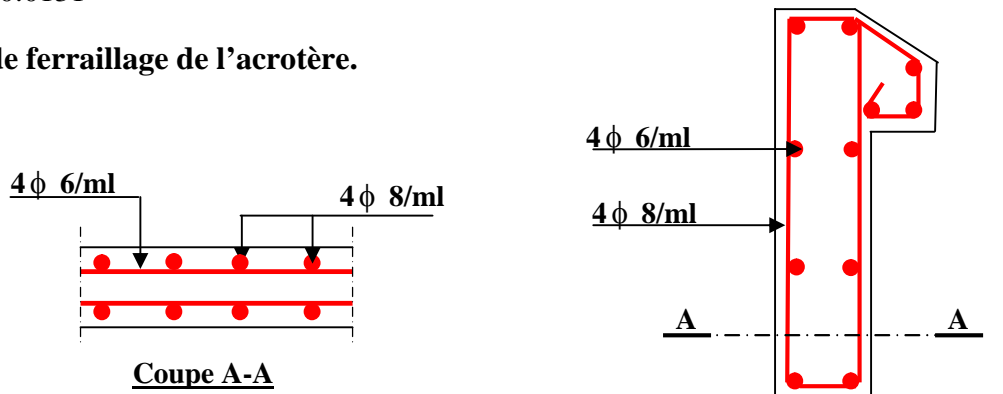


Figure.III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisantes pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.1. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.1. 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 similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Elle 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. **RPA99/2003** (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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q, qui est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : $Q = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- 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 : $\Rightarrow W = 20920,144 \text{ KN}$

- **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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site de catégorie (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

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 99/2003 (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 $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

➤ h_n : Hauteur totale de notre projet :

$$h_n = 22,44\text{m}$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau IV.3.

Tableau.IV.3. Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050
04		0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

$$T = 0.050 \times (22.44)^{3/4} = 0.51\text{s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21,2\text{m} \quad L_y = 16,3\text{m} \longrightarrow T_x = 0.439 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta$$

Car $0 \leq T \leq T_2$

$$\text{On a: } T_x = 0.439 \text{ s} \text{ et } T_y = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 2.04}{5} \times 20920.144 = 1536.37 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées être concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Le nombre de mode 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.

IV.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[RPA99/2003] (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné comme suite :

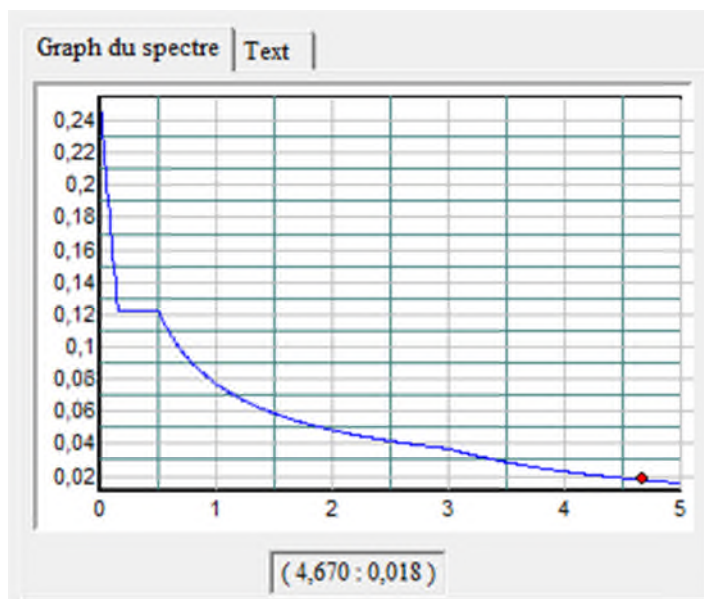


Figure.IV.1. Spectre de calcul

IV.2. Exigences du RPA99/2003 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, le nombre de 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.

IV.3. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles, 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. 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, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante (figure IV.2) :

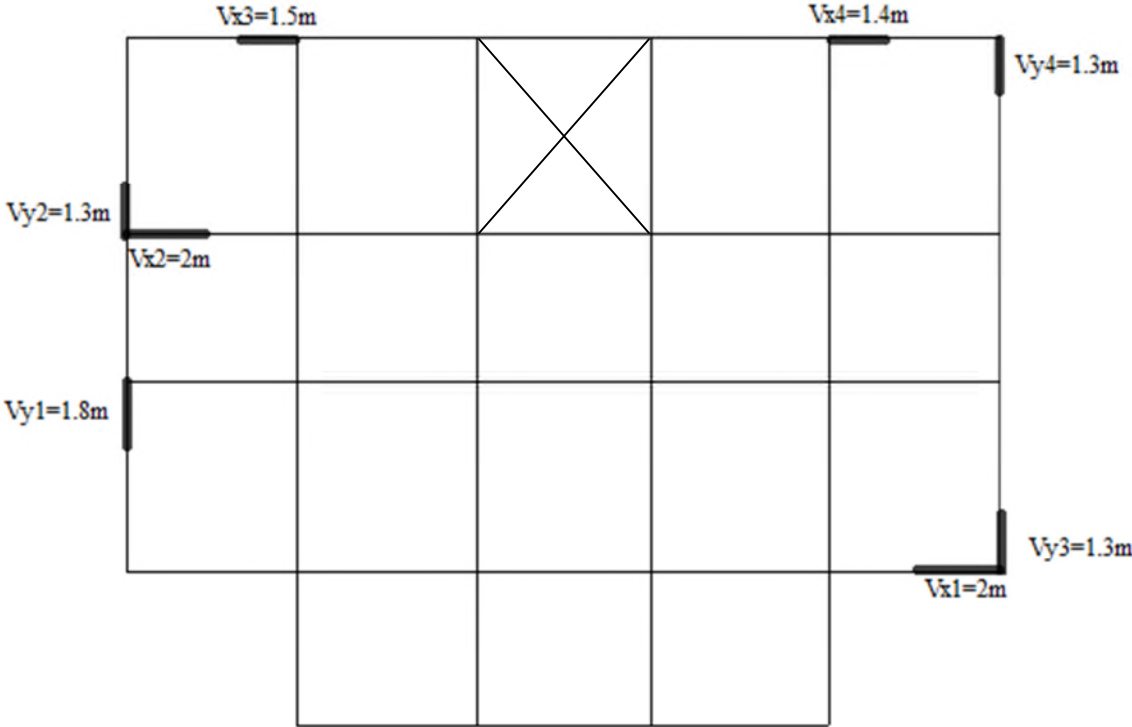


Figure.IV.2.Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.61559	0.00004918	0.76562	0.0049	76.562
Mode 2	0.50465	0.76643	0.00005281	76.648	76.567
Mode 3	0.46047	0.00135	0.00004262	76.784	76.571
Mode 4	0.442254	0.000001345	0.00048	76.784	76.620
Mode 5	0.209774	4.447E-09	0.00005218	76.784	76.625
Mode 6	0.20312	0.000001754	0.11736	76.784	88.361
Mode 7	0.168165	0.12835	0.00002909	89.619	88.364
Mode 8	0.149889	2.32E-08	0.00215	89.619	88.578
Mode 9	0.120497	0.00119	0.03485	89.738	92.063
Mode 10	0.092712	0.03774	0.00751	93.511	92.814
Mode 11	0.087954	0.00024	0.00011	93.535	92.824
Mode 12	0.084398	0.00919	0.01897	94.454	94.721

La participation massique est atteinte à 90%

Les modes de vibration sont montrés sur les Figure. IV.3, IV.4 et IV.5.

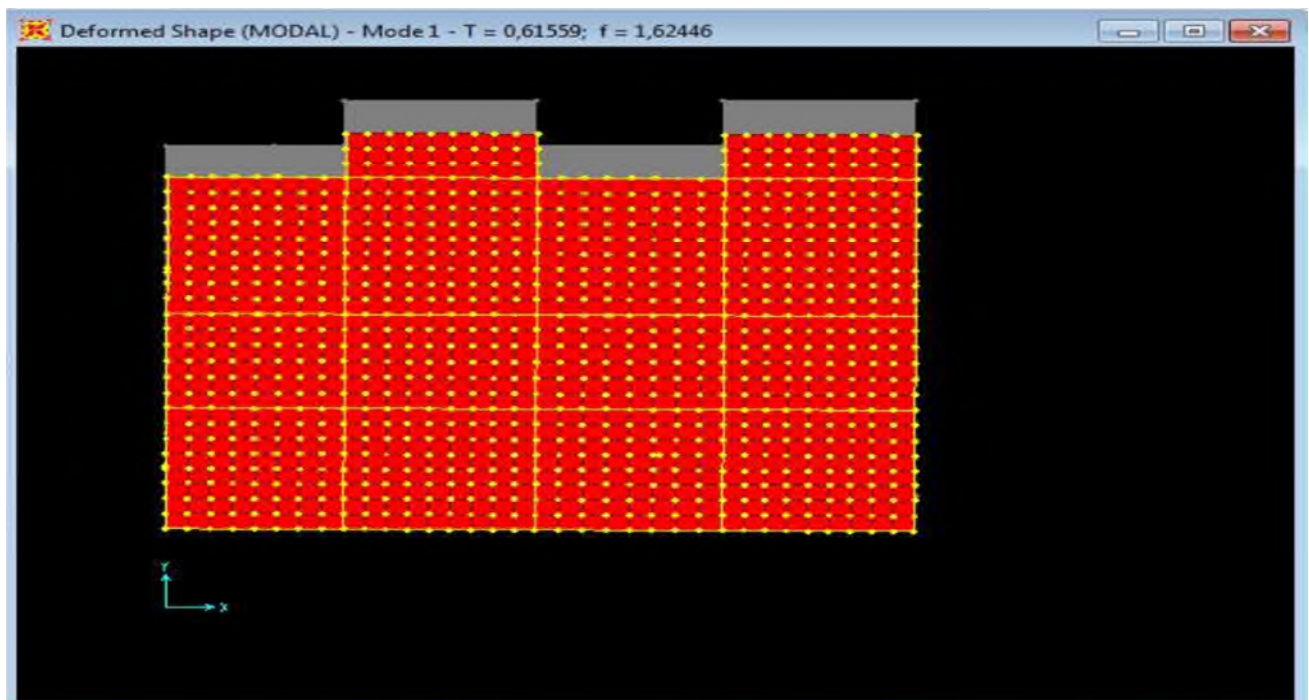


Figure.IV.3. 1^{er} mode (translation suivant Y)

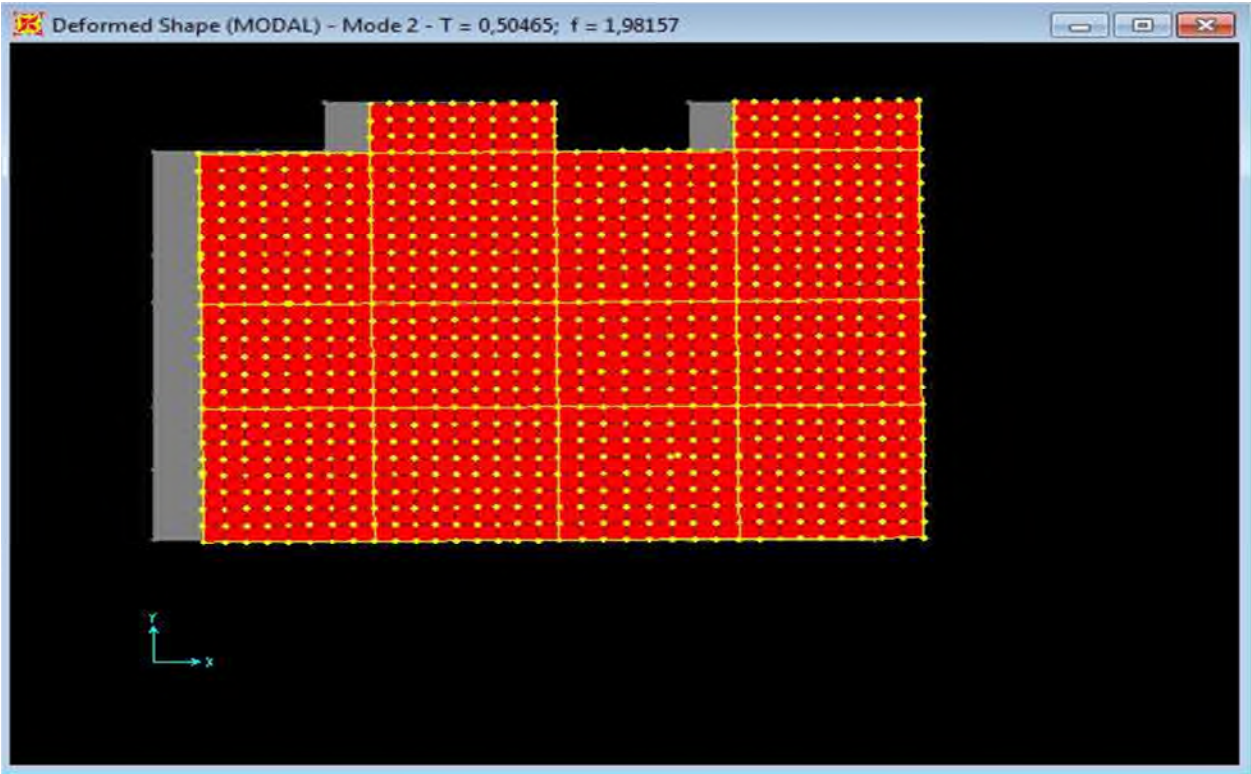


Figure. IV.4. 2^{ème} mode (translation suivant X)

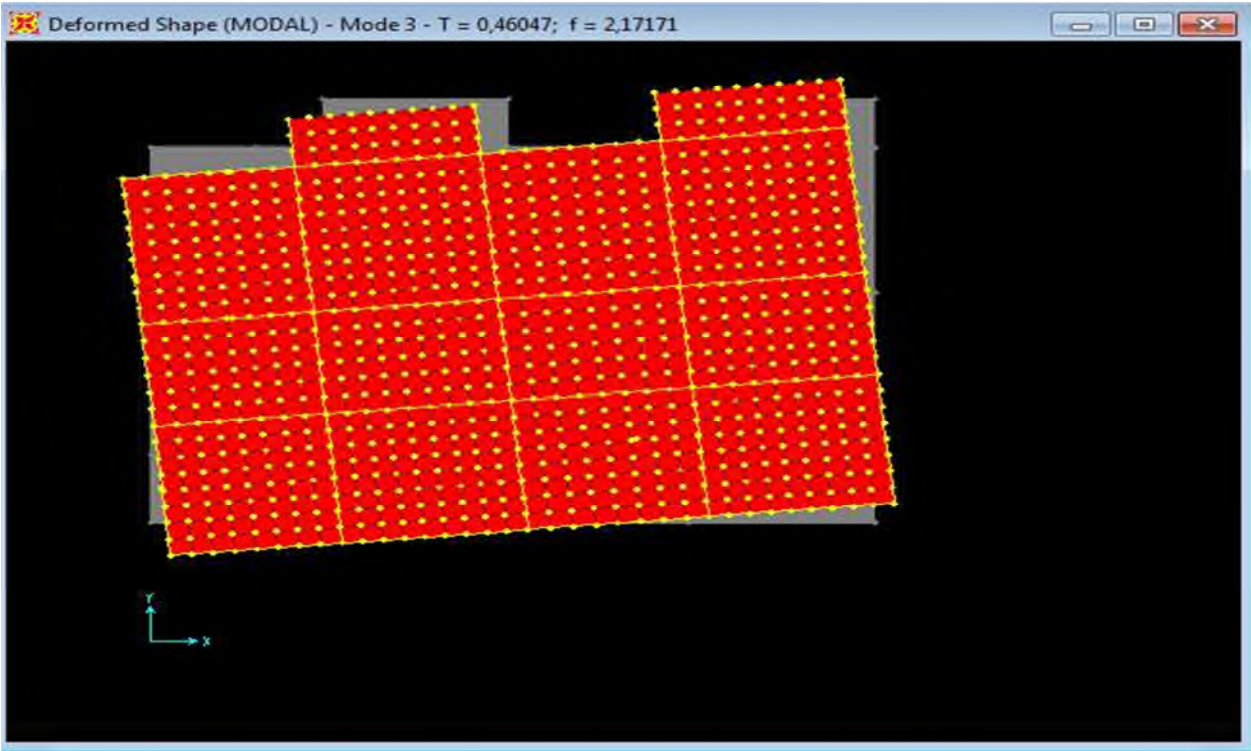


Figure. IV.5.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.5 et IV.6 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	21992.897	1631.716	93.0931	6.9069
NIV 01	17150.252	2243.334	88.4326	11.5674
NIV 02	13532.761	2095.871	86.5895	13.4105
NIV 03	10373.137	1741.522	85.6247	14.3753
NIV 04	7339.289	1261.634	85.3314	14.6686
NIV 05	4337.203	882.364	83.0951	16.9049
NIV 06	1820.221	298.315	85.9188	14.0812

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	1343.451	1266.253	564.641	359.659	70.4081	77.8796	29.5919	22.1204
NIV 01	1220.764	1152.557	602.290	459.525	66.9626	71.4949	33.0374	28.5051
NIV 02	1009.215	978.374	622.757	470.923	61.8402	67.5068	38.1598	32.4932
NIV 03	951.856	904.159	440.478	331.904	68.3641	73.1483	31.6359	26.8517
NIV 04	839.437	785.971	241.078	176.529	77.6886	81.6593	22.3114	18.3407
NIV 05	505.834	413.199	210.246	167.643	70.6393	71.1379	29.3607	28.8621
NIV 06	348.476	325.696	63.313	31.895	84.6249	91.0806	15.3751	8.9194

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.3.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale

du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau. IV.7.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Section des poteaux	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	3600	1655.249	0.183	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	2500	1026.504	0.164	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40×40	1600	386.67	0.096	vérifiée

IV.3.3 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 combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2004.871	2048.50	0.98	vérifiée
Sens y-y	1756.617	2048.50	0.86	vérifiée

IV.3.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA/2003 (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0.15	0.75	0	0.75	408	0.183	0.18	0.90	0	0.90	0.221
NIV 01	0.33	1.65	0.75	0.9	306	0.294	0.40	2.00	0.90	1.1	0.359
NIV 02	0.52	2.60	1.65	0.95	306	0.310	0.64	3.20	2.00	1.20	0.392
NIV 03	0.70	3.50	2.60	0.9	306	0.294	0.88	4.40	3.20	1.20	0.392
NIV 04	0.85	4.25	3.50	0.75	306	0.245	1.08	5.40	4.40	1.00	0.326
NIV 05	0.99	4.95	4.25	0.7	306	0.228	1.24	6.20	5.40	0.80	0.261
NIV 06	1.11	5.55	4.95	0.6	306	0.196	1.37	6.85	6.20	0.65	0.212

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA99/2003 (Art 5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-qK)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	408	17121.824	0.75	1908.092	0.0164	0.90	1625.912	0.0232
NIV 01	306	13768.657	0.90	1823.054	0.0222	1.10	1612.082	0.0307
NIV 02	306	10695.185	0.95	1631.972	0.0203	1.20	1449.297	0.0289
NIV 03	306	7621.959	0.90	1392.334	0.0161	1.20	1236.063	0.0241
NIV 04	306	4627.987	0.75	1080.515	0.0104	1.00	962.50	0.0157
NIV 05	306	1944.312	0.70	716.08	0.0062	0.80	580.842	0.0087
NIV 06	306	0	0.60	411.789	0	0.65	357.591	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.4. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

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, 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.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Etude des poutres :**V.1.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.1.2. Ferrailage :**a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° .

- Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- 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.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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.

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

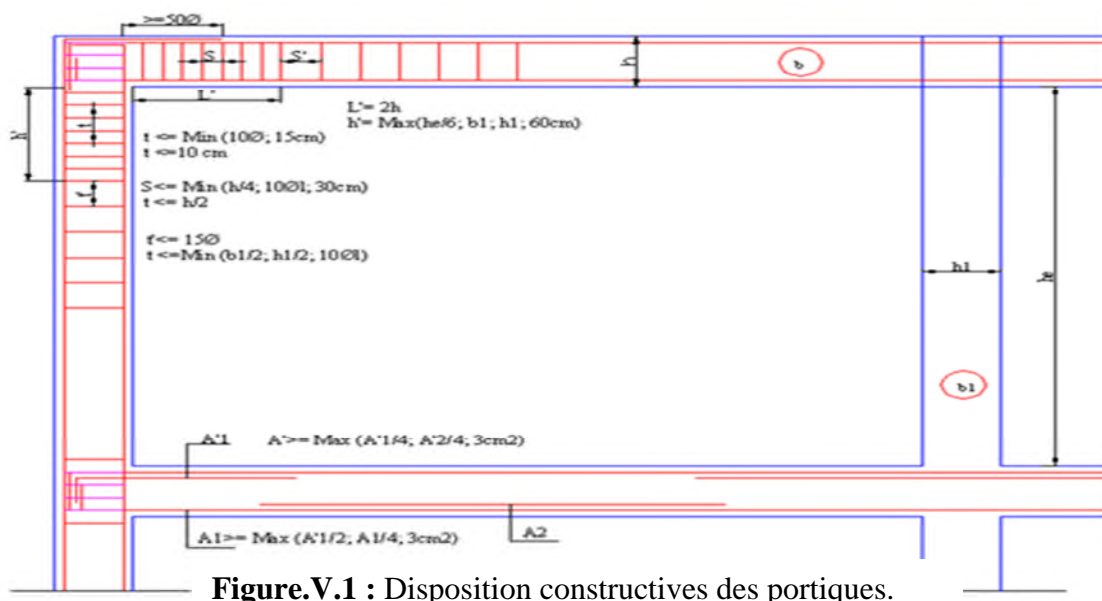


Figure.V.1 : Disposition constructive des portiques.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 138.19 \text{ KN.m} \dots (G+Q+E_X) \\ M_a = 147.99 \text{ KN.m} \dots (0.8 G+E_X) \end{cases}$$

• **Armatures en appuis :**

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

$$\mu_{bu} = \frac{147,99 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,43^2 \times 18,48} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,143$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{147,99 \times 10^{-3}}{0,405 \times 348} = 10,49 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée :**

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

$$\mu_{bu} = \frac{138,19 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,43^2 \times 18,48} = 0,101 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,134$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,407 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{138,19 \times 10^{-3}}{0,407 \times 348} = 9,75 \text{ cm}^2.$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC et 1^{er} étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	147.99	181.09	10.49	9	10.65	3T16+3T14
			Travée	138.19		9.75		10.18	4T14+2T16
	Poutre secondaire	35 × 40	Appuis	134.19	134.81	11.01	7	11.12	4T16+2T14
			Travée	108.94		8.78		10.18	4T14+2T16

2,3 et 4^{ème} étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	148.45	182.57	10.52	9	10.65	3T16+ 3T14
			Travée	138.97		9.81		10.18	4T14+2T16
	Poutre secondaire	35 × 40	Appuis	130.31	156.07	10.62	7	11.12	4T16+2T14
			Travée	106.11		8.54		10.18	4T14+2T16
5 et 6^{ème} étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	74.66	88.62	5.14	9	9.24	6T14
			Travée	81.86		5.64		9.24	6T14
	Poutre secondaire	35 × 40	Appuis	81.28	91.21	6.44	7	7.60	4T12+2T14
			Travée	63.47		4.95		7.60	4T12+2T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA99/2003 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :
- Poutres principales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II $L_r > 40$

$\emptyset = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.1.7. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 4cm)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b).Calcul des espacements des armatures transversales :

1. Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

Zone nodale :

Poutres principales

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25cm \quad \text{Soit : } S_t=10 \text{ cm}$$

Poutres secondaires

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10cm \quad \text{Soit : } S_t=10 \text{ cm}$$

Zone courante :

Poutres principales

$$S_t \leq h/2 = 45/2=22.5cm. \quad \text{Soit : } S_t = 15cm$$

Poutres secondaires

$$S_t \leq h/2 = 40/2=20cm. \quad \text{Soit : } S_t = 15cm$$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : BAEL91(Art F.IV.2)

b).Contrainte tangentielle maximale :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l’effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	182.57	1.06	3.33	Vérifiée
Secondaires	156.07	1.17	3.33	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour toutes les poutres.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rive $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1) . BAEL91 (Art H.IV.2)

Appuis intermédiaire $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2)

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	182.57	148.45	4.56	-5.02	Vérifiée
Secondaires	11.12	156.07	130.31	3.90	-5.62	Vérifiée

V.1.9.Vérification à l’ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15M \text{ BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	30.65	161411.65	14.75	2.8	15	Vérifiée
	Travées	30.41	156127.66	14.49	2.82	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	56.28	127597.39	14.85	6.54	15	Vérifiée
	Travées	30.79	119894.11	14.49	3.72	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art$$

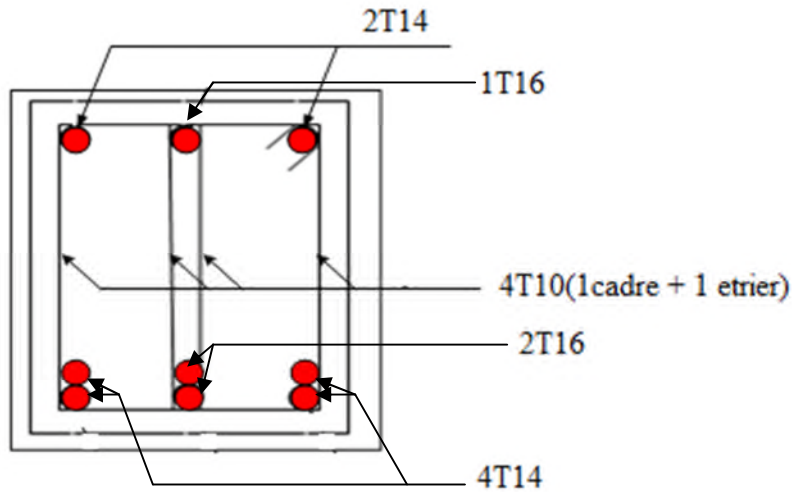
B.6.5)

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres.

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	40	4.1	10.65	0.109	0.093	0.0062	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	4.3	11.12	0.093	0.081	0.0083	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

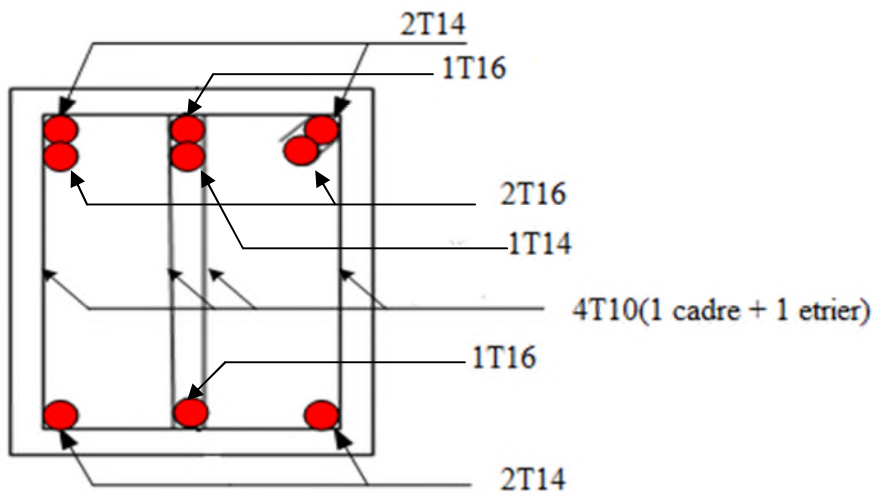


Travée

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

$e = 2\text{cm}$



Appuis

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

$e = 2\text{cm}$

Figure.V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC,1,2,3,et 4^{ème} étage.

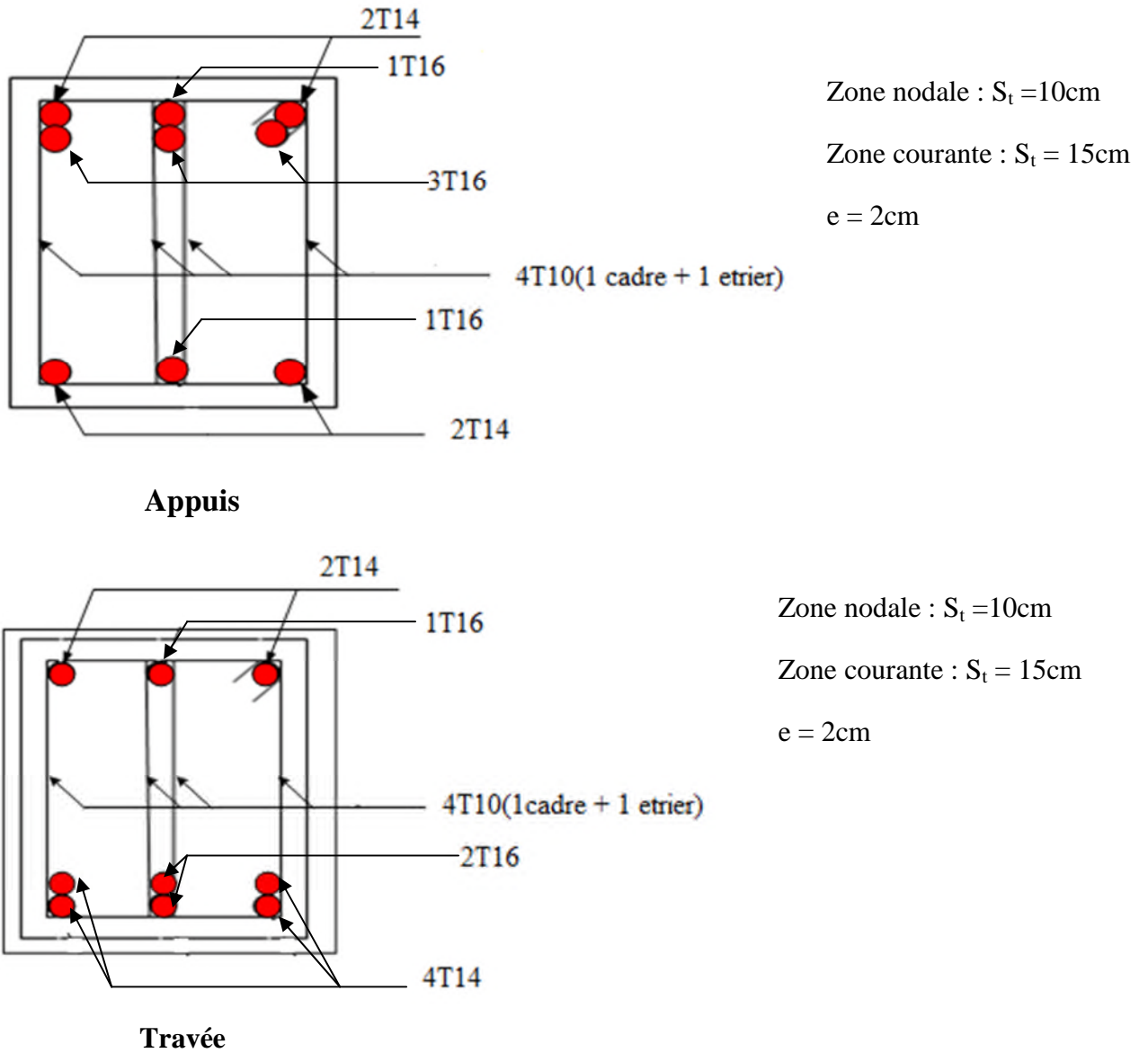


Figure.V.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC,1,2,3,et 4^{ème} étage.

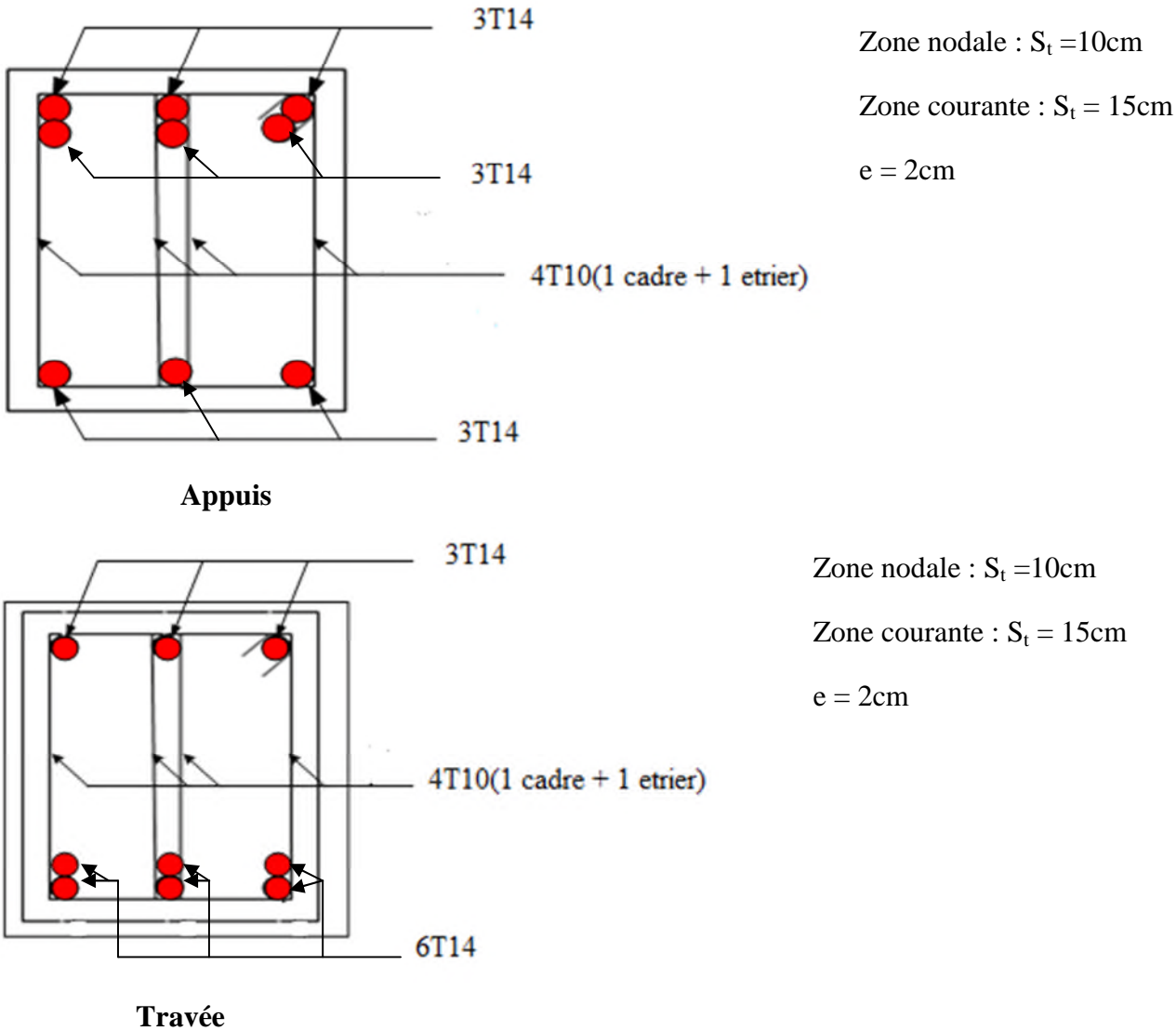


Figure.V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales du 5^{ème} et 6^{ème} étage.

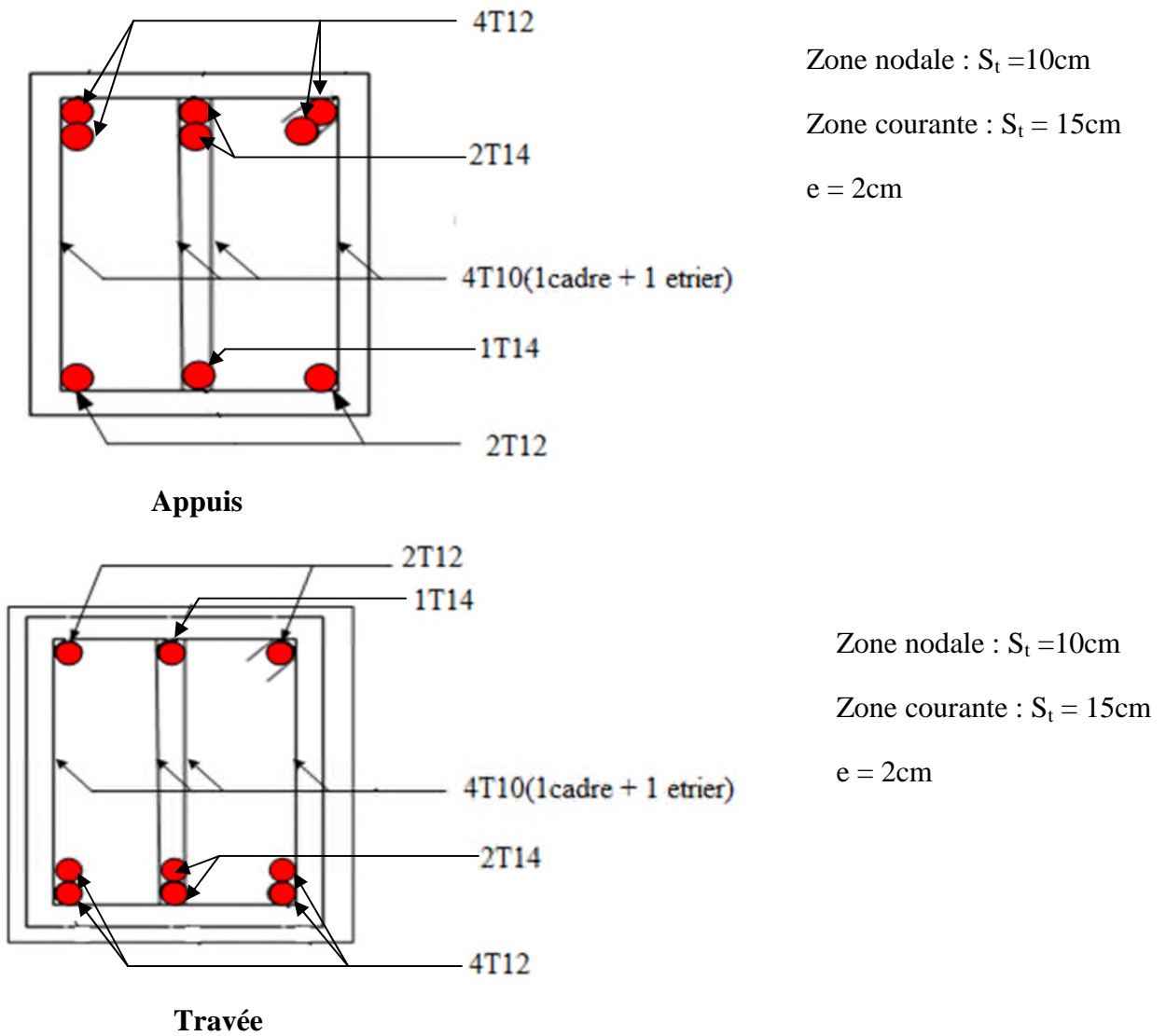


Figure.V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires du 5^{ème} et 6^{ème} étage.

V.2. Etude des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des 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 du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q+E$

4). $G+Q-E$

5). $0.8G+E$

6). $0.8G-E$

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 maximum et l'effort normal correspondant.

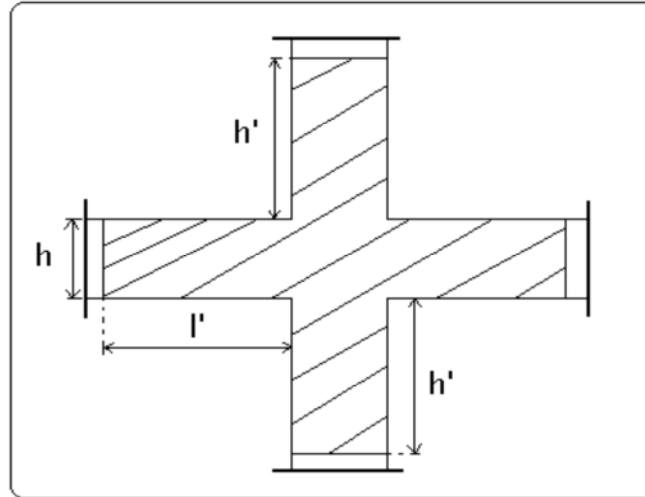
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ 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 de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .



$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

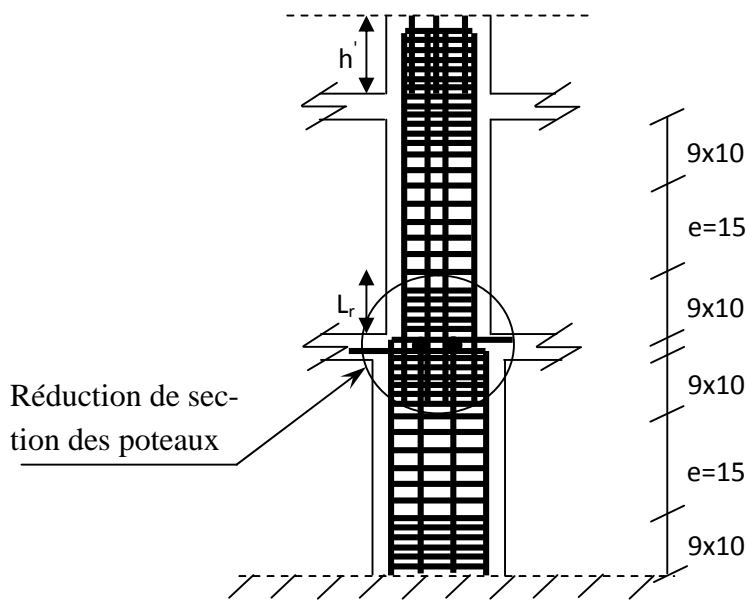


Figure.V.6 : Coupe longitudinale d'un poteau.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2,3 et 4 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
5 et 6 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** :est l’effort tranchant de calcul.
- **h₁** :hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g\text{: l’élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t: est l’espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
 - ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
 - ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d’armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après (les résultats sont pris en valeurs absolues) :

Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	1655.249	22.196	155.296	536.027	8.52	66.594
2,3 et 4 ^{ème} étage	1061.738	8.764	115.298	288.698	3.949	31.914
5 et 6 ^{ème} étage	430.917	19.306	112.068	384.682	6.072	22.094

V.2.4 Calcul du ferrailage :

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	$A_{calculée}$ (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	A_{adop} (Cm ²)	Barres
RDC et 1 ^{er} étage	60*60	22.196	1655.249	2.23	28.8	29.65	8T20+4T12
		155.296	536.027				
		66.594	8.52				
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50*50	8.764	1061.738	2.16	20.0	20.6	8T16+4T12
		115.298	288.698				
		31.914	3.949				
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40*40	19.306	430.917	3.78	12.8	13.57	12T12
		112.068	384.682				
		22.094	6.072				

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales.

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60*60	60*60	50*50	40*40
ϕ_t^{\max} (cm)	2.0	2.0	1.6	1.2
ϕ_t^{\min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (m)	2.856	2.142	2.142	2.142
λg	4.76	3.57	4.28	5.35
ρ_a	3.75	3.75	3.75	2.50
Vu (KN)	94.905	94.905	75.801	88.354
l_r (cm)	80	80	64	48
S_t Zone nodale (cm)	10	10	10	10
S_t Zone courante (cm)	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2.22	2.22	2.13	2.07
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	4.95	4.95	4.12	1.80
A_t^{\min} Zone nodale (cm ²)	3.3	3.3	2.75	1.2
A_t Adopté (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02
Nbre de cadres	6T8	6T8	6T8	6T8

V.2.6 .Vérifications :**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99(Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- B_r :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

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 par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

L_f : longueur de flambement.

Exemple de calcul

$N_d = 1655.249 \text{ KN} = 1.655 \text{ MN}$

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173 \text{ m}$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} \Rightarrow \lambda = 16.49 \Rightarrow \alpha = 0.814$

$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$

Donc : $N_u = 0.814 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 29.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5.91 \text{ MN}$

$N_d = 1.655 \text{ MN} < 5.91 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC	60×60	408	285.6	16.49	0.814	29.65	0.3364	5.91	1.655	vérifiée
1 ^{er} étage	60×60	306	214.2	12.37	0.829	29.65	0.3364	6.02	1.655	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.84	0.820	20.6	0.2304	4.08	1.061	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	18.55	0.805	13.57	0.1444	2.53	0.430	vérifiée

b).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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

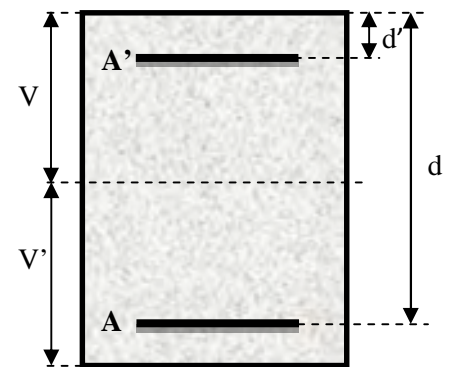
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	50×50	40×40
d (cm)	58	48	38
A' (cm ²)	14.825	10.3	6.785
A(cm ²)	14.825	10.3	6.785
V (cm)	30	25	20
V'(cm)	30	25	20
I _{yy} (m ⁴)	0.014	0.0068	0.0027
N ^{ser} (KN)	1206.22	773.931	311.259
M ^{ser} (KN.m)	26.4931	32.3071	22.725
M _G ^{ser} (KN.m)	26.4931	32.3071	22.725
σ _{bc1} (MPa)	3.91	4.28	3.62
σ _{bc2} (MPa)	2.78	1.91	0.26
σ _{bc} (MPa)	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 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 limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

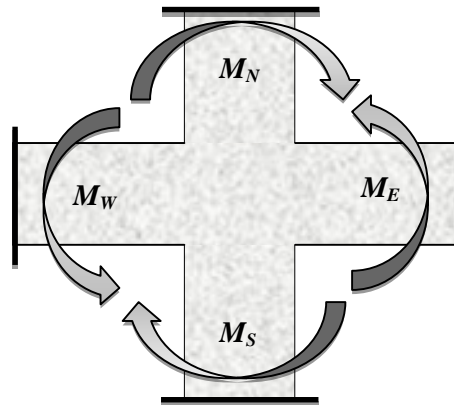
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×60	285.6	4.76	0.04	58	94.905	0.27	1.00	vérifiée
1^{er} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	58	94.905	0.27	1.00	vérifiée
2,3 et 4^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.04	48	75.801	0.31	1.00	vérifiée
5 et 6^{ème} étage	40×40	214.2	5.35	0.075	38	88.354	0.58	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

**d-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 quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section(cm^2)	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN.m})$
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	29.65	557.183
2,3 et 4 ^{ème} étage	50×50	45	20.6	322.596
5 et 6 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170.005

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

(Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14.Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	557.183	557.183	1114.366	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage1	557.183	557.183	1114.366	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage2	322.596	322.596	645.192	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage3	322.596	322.596	645.192	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage4	322.596	322.596	645.192	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage5	170.005	170.005	340.01	130.228	130.228	325.57	vérifiée
Etage6	170.005	170.005	340.01	130.228	130.228	325.57	vérifiée

- **Conclusion :**La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Schémas de ferrailage :

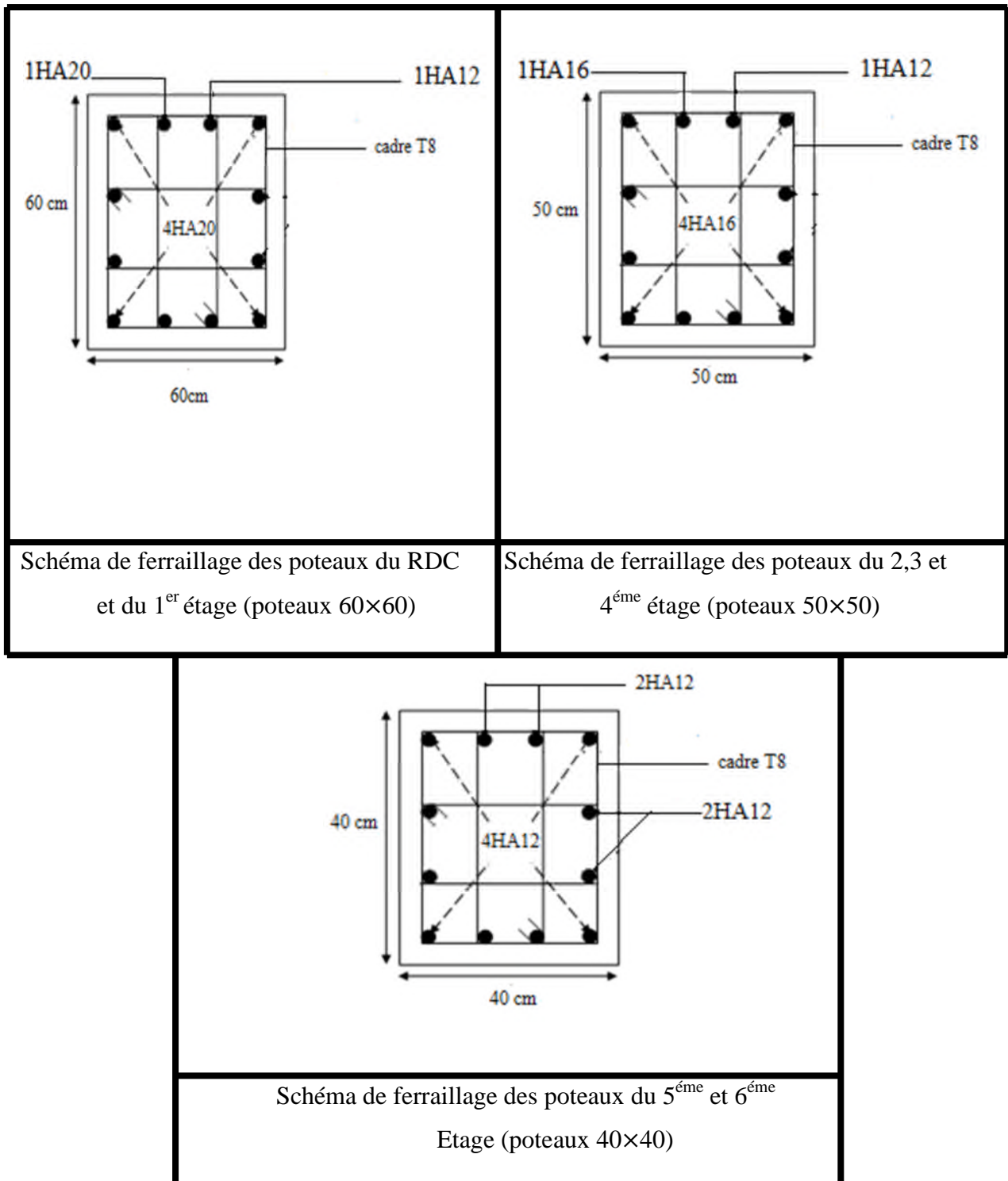


Figure.V.7 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3. Étude des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99/2003 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec 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 $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones qui peuvent être tendues.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

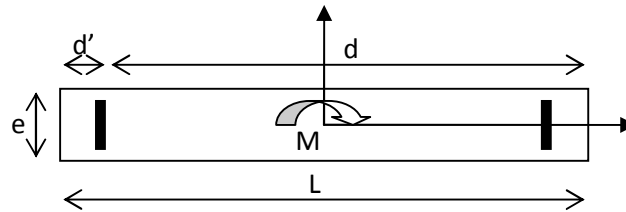


Schéma d'un voile plein

❖ **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcule A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas de reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

❖ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_{v \text{ cal}}$: Section d'armature verticale pour un voile.

$A_{v \text{ min}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_{v \text{ adopté}}$: Section d'armature verticale adoptée.

N^{barre} / par face : nombre de barres adoptées par face, et N^{barre} / ml : nombre de barres adoptées mètre linière.

S_t : Espacement des barres.

$A_{h \text{ min}}$ / ml : Section d'armature horizontale minimale mètre linière.

$A_{h \text{ cal}}$ / ml : Section d'armature horizontale mètre linière. $A_{h \text{ adop}}$ / ml : Section d'armature horizontale adoptée mètre linière.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.15 : Résultats de ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2} .

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage
L (cm)		200	200	200
e (cm)		15	15	15
M (KN.m)		743.176	398.165	14.5634
N (KN)		75.318	10.222	180.038
V(KN)		215.586	106.081	25.026
τ_U Mpa		1.118	0.55	0.13
Av cal (cm ²)		10.626	5.87	5.047
Av min (cm ²)		4.50	4.5	4.5
Av adop (cm ²)		13.57	9.42	9.42
N ^{barre} / par face		12T12	12T10	12T10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/ml (cm ²)		1.05	0.52	0.12
Ah min/ml (cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/ml (cm ²)		3.93	3.93	3.93
N ^{barre} / ml		5T10	5T10	5T10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau .V.16 : Résultats de ferrailage du voile V_{x3} .

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
L (cm)		150	150	150
e (cm)		15	15	15
M (KN.m)		331.511	68.374	135.888
N (KN)		178.274	383.677	24.083
V(KN)		96.735	12.17	29.08
τ_U Mpa		0.669	0.118	0.20
Av cal (cm ²)		4.79	7.48	2.32
Av min (cm ²)		3.375	3.375	3.375
Av adop (cm ²)		7.85	7.85	7.85
N ^{barre} / par face		10T10	10T10	10T10
S _t (cm)	Extrémité	12	12	12
	Milieu	18	18	18
Ah cal/ml (cm ²)		0.63	0.11	0.18
Ah min/ml (cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/ml (cm ²)		3.93	3.93	3.93
N ^{barre} / ml		5T10	5T10	5T10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau .V.17 : Résultats de ferrailage du voile V_{x4} .

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
L (cm)		140	140	140
e (cm)		15	15	15
M (KN.m)		28.108	70.860	26.218
N (KN)		531.846	342.623	222.543
V(KN)		8.761	16.81	43.51
τ_U Mpa		0.065	0.125	0.322
Av cal (cm ²)		8.511	7.108	4.007
Av min (cm ²)		3.15	3.15	3.15
Av adop (cm ²)		10.18	10.18	7.07
N ^{barre} / par face		9T12	9T12	9T10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/ml (cm ²)		0.06	0.12	0.3
Ah min/ml (cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/ml (cm ²)		3.93	3.93	3.93
N ^{barre} / ml		5T10	5T10	5T10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau .V.18 : Résultats de ferrailage du voile V_{y1} .

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
L (cm)	180	180	180
e (cm)	15	15	15
M (KN.m)	564.802	155.017	107.633
N (KN)	37.736	53.488	27.465
V(KN)	179.17	72.04	23.38
τ_U Mpa	1.032	0.415	0.135
Av cal (cm ²)	9.228	1.994	1.481
Av min (cm ²)	4.05	4.05	4.05
Av adop (cm ²)	11.31	7.85	7.85
N ^{barre} / par face	10T12	10T10	10T10
S _t (cm)	20	20	20
Ah cal/ml (cm ²)	0.97	0.39	0.13
Ah min/ml (cm ²)	0.45	0.45	0.45
Ah adop/ml (cm ²)	3.93	3.93	3.93
N ^{barre} / ml	5T10	5T10	5T10
S _t (cm)	20	20	20

Tableau .V.19 : Résultats de ferrailage des voiles V_{y2} , V_{y3} et V_{y4}

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
L (cm)		130	130	130
e (cm)		15	15	15
M (KN.m)		286.736	120.406	14.160
N (KN)		6.476	31.67	110.11
V(KN)		73.81	28.69	30.05
τ_U Mpa		0.589	0.229	0.240
Av cal (cm ²)		6.759	2.466	3.57
Av min (cm ²)		2.925	2.925	2.925
Av adop (cm ²)		10.18	7.07	7.07
N ^{barre} / par face		9T12	9T10	9T10
S _t (cm)	Extrémité	20	20	20
	Milieu	15	15	15
Ah cal/ml (cm ²)		0.55	0.21	0.22
Ah min/ml (cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/ml (cm ²)		3.93	3.93	3.93
N ^{barre} / ml		5T10	5T10	5T10
S _t (cm)		20	20	20

Remarque : Pour les voiles V_{x1} et V_{x2} les calculs ont donnés le même ferrailage, même chose pour les voile V_{y2}, V_{y3} et V_{y4} .

V.3.4. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x3}) comme exemple

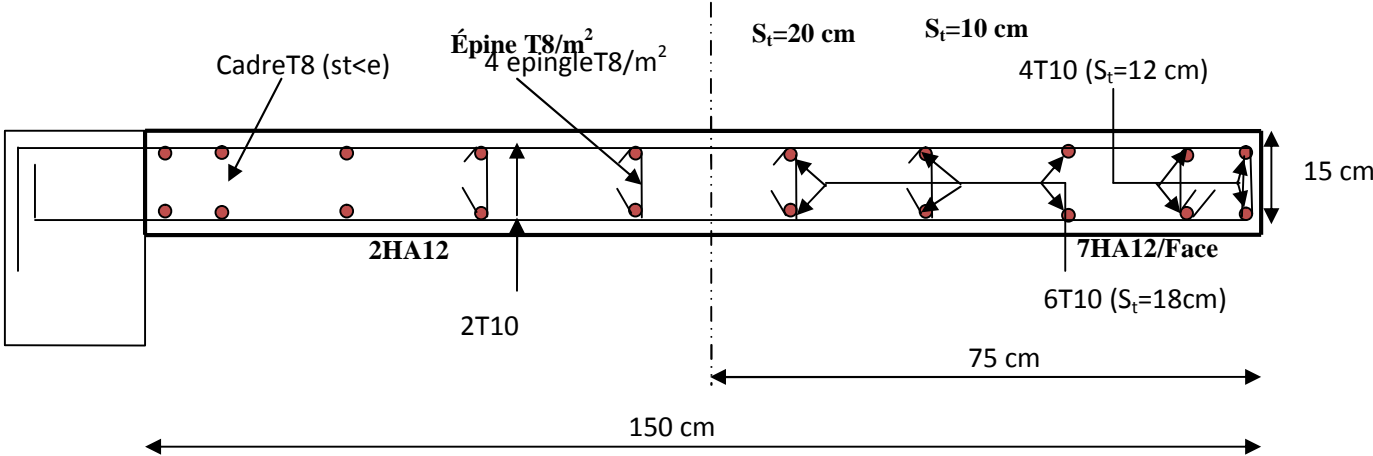


Figure.V.8 :Schéma de ferrailage du voile V_{x3} au niveau du RDC

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.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 du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.6 bar à une profondeur de 2 m.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99/2003 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4.Etude des fondations :**VI.4.1.Vérification des semelles isolées**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau carré de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle carré de section (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

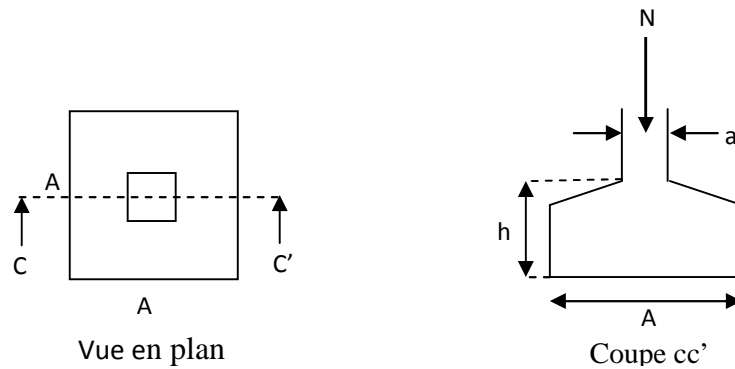


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.007837}{0.16}} = 3.54 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous le portique le plus sollicité.

L : Longueur de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} > \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B > \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \quad \text{Avec :}$$

$$N = \sum N_i = 9731.589 \text{ KN}$$

$$B > \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{9731.589}{160 \times 21.25} = 2.86 \text{ m.}$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.4.3. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage** : [1]

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 3.85 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{385}{20} = 19.25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm}$$

– **Condition de rigidité** : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 52 \text{ cm.}$$

Donc : $h \geq 52 \text{ cm}$.

➤ La surface du radier :

$N = 28708.1 \text{ KN}$ (poids total transmis par la superstructure).

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{28708.1}{160} = 179.425 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 261.925 \text{ m}^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 261.925 \text{ m}^2$

– **Condition de cisaillement :**

A- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{28708.1 \times 3.85}{2 \times 261.925} \times 1 = 210.98 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.18 \text{ m}$$

A partir de ces trois condition on opte pour :

$h_t = 60 \text{ cm}$ pour les nervure du radier

$h_r = 30 \text{ cm}$ pour la dalle du radier

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 261.925 \text{ m}^2$

B - Les vérifications :**Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.6 = 1.2 \text{ m} \\ B = b + h = 0.6 + 0.6 = 1.2 \text{ m} \end{cases} \implies U_c = 4.8 \text{ m}$$

$$N_d = 2.007837 \text{ MN} < 0.045 \times 4.8 \times 0.6 \times 25 / 1.5 = 2.16 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5496.7124 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.8 \text{ m.}$$

$$I_y = 3159.7607 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.07 \text{ m.}$$

$$M_x = 2347.92 \text{ KN.m, } M_y = 2828.71 \text{ KN.m.}$$

$$N = 28708.1 \text{ KN}$$

Dans le sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{28708.1 \times 10^{-3}}{261.925} + \frac{2347.92 \times 10^{-3}}{5496.7124} \times 10.8 = 0.114 MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{28708.1 \times 10^{-3}}{261.925} - \frac{2347.92 \times 10^{-3}}{5496.7124} \times 10.8 = 0.104 MPa.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.112 MPa < \sigma_{sol} = 0.16 MPa \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Dans le sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.117 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.101 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.113 MPa < \sigma_{sol} = 0.16 MPa \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 261.925 \text{ m}^2$ (surface du radier).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 2 \text{ m}$).

$$N > 1.5 \times 10 \times 2 \times 261.925 = 7857.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

C - Ferrailage du radier :

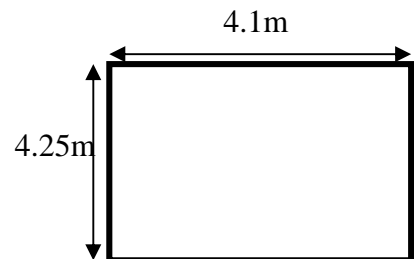
Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable, et optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{28708.1}{261.925} = 109.60 \text{ KN/ml}$$



$$L_x = 4.1 \text{ m}, \quad L_y = 4.25 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe II})$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 ; M_x = 0.0401 \times 109.60 \times 4.1^2 = 73.879 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x ; M_y = 0.9092 \times 75.332 = 67.17 \text{ KN.m}$$

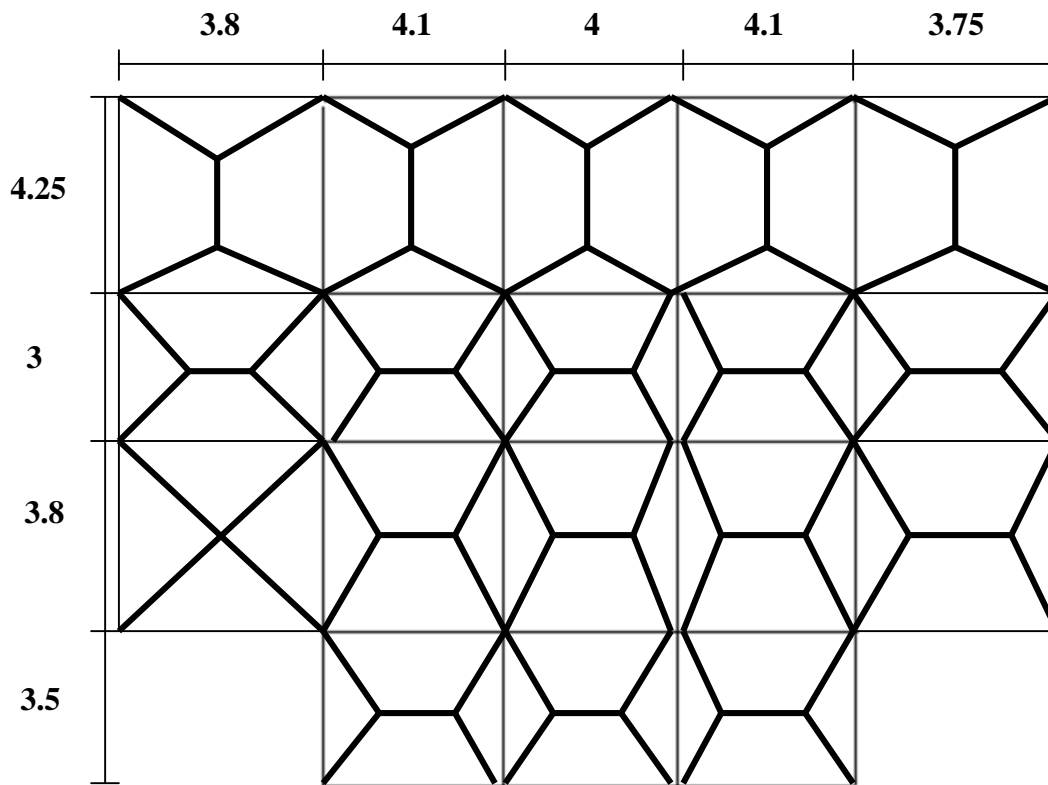


Figure.VI.2. Schéma de rupture de la dalle du radier.

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée** : $M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$
- ✓ **En appui** : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.3 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t(cm)$
Sens X-X	travée	62.797	7.49	2.12	7.92	7HA12	14
	appui	36.939	4.34	2.00	4.52	4HA12	25
Sens Y-Y	travée	57.094	6.78	2.00	6.79	6HA12	15
	appui	36.939	4.34	2.00	4.52	4HA12	25

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ 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 HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 2.12 \text{ cm}^2. \\ A_y = 2 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 14 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

A l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 120.39 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 108.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{120.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.481 \text{ MPa} < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A l'ELS :

$$\mu_x = 0.0474$$

$$\mu_y = 0.9385$$

$$N = 22371.51 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{22371.51}{261.925} = 85.412 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0474 \times 85.412 \times (4.1)^2 = 68.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 63.87 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx}=0.85M_x= 57.842 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty}=0.85M_y= 54.289 \text{ KN.m.}$$

Moment en appui :

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x= 34.025 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :****En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$(b \times y^2)/2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$(50 \times y^2) + 15 \times 7.49 \times y - 15 \times 7.49 \times 25$$

$$Y = 6.45 \text{ cm}$$

$$I = b(y^3/3) + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = 47604.453 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 7.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	57.842	6.45	47604.453	7.83	338.08
	yy	54.289	6.18	43835.872	7.65	349.62
Appui		34.025	5.09	30201.908	5.73	336.45

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

Sens X-X

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{57.842 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,63} = 4,58 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.32$

$$A_{st} = 12.85 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{54.289 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,63} = 4,31 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.31$

$$A_{st} = 12.01 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{ty} = 8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

En appuis

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{34.025 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 201,63} = 2.69 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.25$

$A_{st} = 7.36 \text{ cm}^2$ Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$S_t(\text{cm})$
Travée	xx	8HA16	16.08	8.83	86015.145	6.05	166.19	12.5
	yy	8HA14	12.32	7.94	70470.397	6.13	197.66	12.5
Appui		6HA14	9.24	7.05	56337.354	4.34	165.69	16

Schéma de ferrailage.

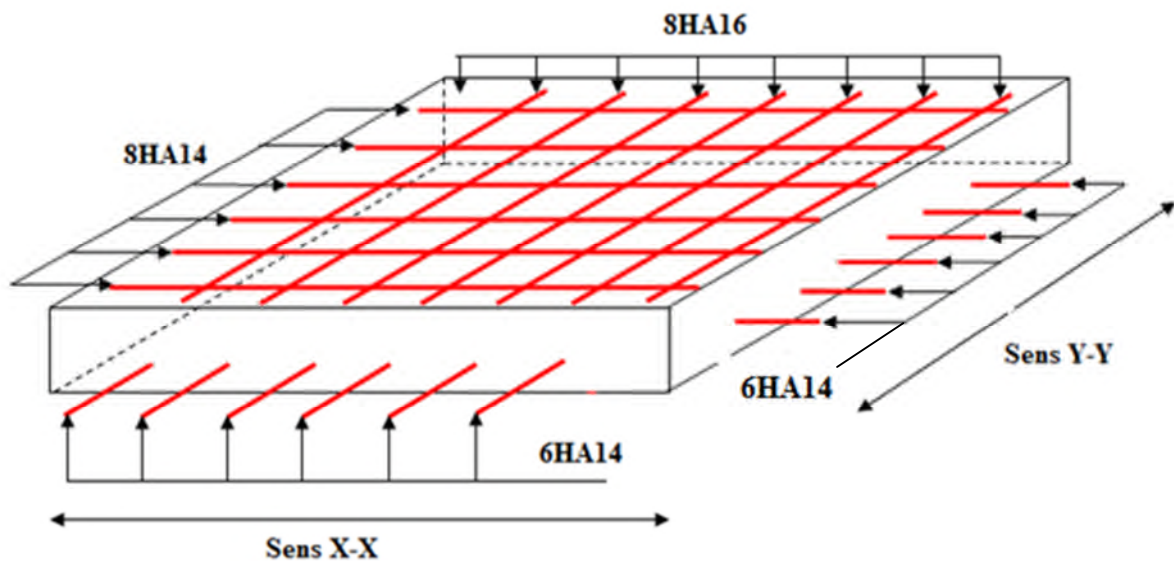


Figure.VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.

D-Ferraillage des 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, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

❖ Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 109.60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 85.412 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations**BAEL article III.5.2****❖ 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 :

$$l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

Travée de rive.

Travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

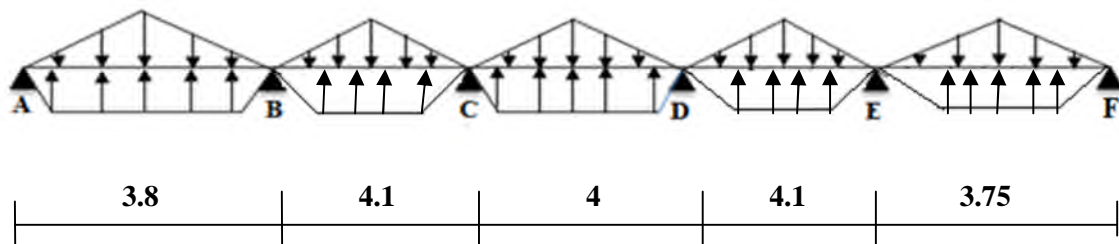
❖ Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appui de gauche et droit respectivement.

Sens X-X :



Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

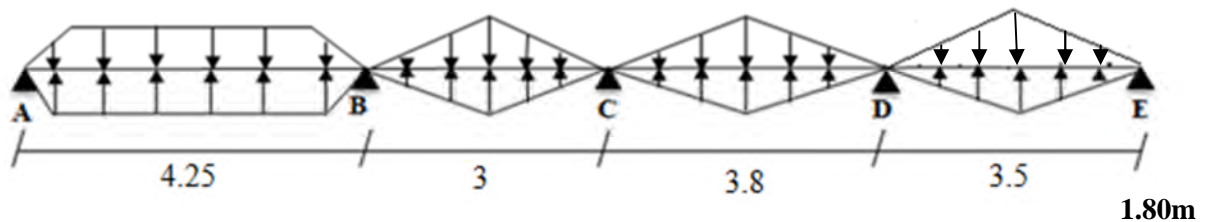
Tableau .VI.3 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X à L'ELU

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	3.8	3.8	293.31	-29.67	-447.37	1.65	405.44
B-C	4.1	3.28	306.87	-447.37	-376.35	2.33	633.01
C-D	4	3.2	302.14	-376.35	-376.35	2.21	593.14
D-E	4.1	3.28	306.87	-376.35	-437.72	2.31	637.52
E-F	3.75	3.75	290.65	-437.72	-28.89	1.63	449.38

Tableau.VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X à L'ELS

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	3.8	3.8	228.58	-23.12	-348.65	1.65	315.96
B-C	4.1	3.28	239.15	-348.65	-293.29	2.33	493.31
C-D	4	3.2	235.46	-293.29	-293.29	2.21	462.23
D-E	4.1	3.28	239.15	-293.29	-341.12	2.31	496.82
E-F	3.75	3.75	226.51	-341.12	-22.52	1.63	350.21

Sens Y-Y :



Sens Y-Y

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y à L'ELU

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	4.25	4.25	332.46	-37.99	-517.35	1.67	464.84
B-C	3	2.4	219.2	-517.35	-234.23	1.78	468.37
C-D	3.8	3.04	277.65	-234.23	-337.56	1.87	482.86
D-E	3.5	3.5	255.73	-337.56	-25.17	1.44	371.59

Tableau .VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y à L'ELS

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	4.25	4.25	259.08	-29.61	-403.16	1.67	362.25
B-C	3	2.4	170.82	-403.16	-182.53	1.78	364.99
C-D	3.8	3.04	216.37	-182.53	-263.06	1.87	376.29
D-E	3.5	3.5	199.29	-263.06	-19.62	1.44	289.58

Les sollicitations maximales sont :

A L'ELU

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -517.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 482.86 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -447.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 637.52 \text{ KN.m}$$

A L' ELS

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -403.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 376.29 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -348.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 496.82 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.60 \text{ m} ; h_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$d = 0.55 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{4.1}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.3; 2.05)$$

On prend : $b_1 = 0.3 \text{ m}$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 0.3 + 0.6 = 1.2 \text{ m}$.

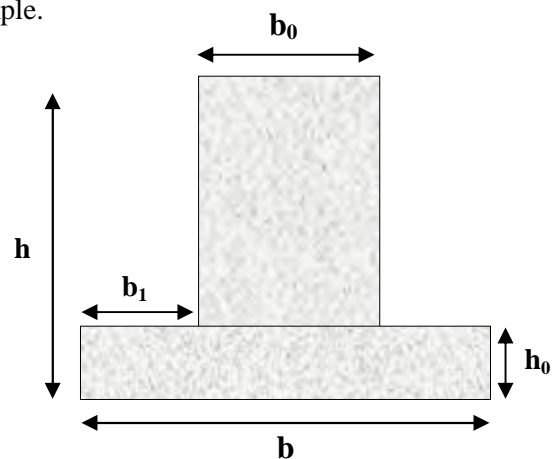


Figure.VI.4. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.VI.7.Résumé des résultats de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	482.86	26.53	9.9	26.89	6HA20+4HA16
	Appui	-517.35	28.54	9.9	31.42	10HA20

Tableau.VI.8.Résumé des résultats de ferrailage des nervures dans le sens X-X.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	637.52	35.67	9.9	36.72	7HA20+3HA25
	Appui	-447.37	24.48	9.9	26.89	6HA20+4HA16

Vérifications :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.9 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	414.92	0.62	2.5	Vérifiée
Sens X-X	425.58	0.64	2.5	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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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.10. Résumé des résultats de vérification des contraintes.

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	376.29	16.07	7.691×10 ⁵	7.86	15	285.69	201.63
	appui	-403.16	16.56	8.142×10 ⁵	8.19	15	285.50	201.63
X-X	travée	496.82	18.13	9.657×10 ⁵	9.34	15	284.52	201.63
	appui	-348.65	15.54	7.218×10 ⁵	7.51	15	285.87	201.63

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

Sens Y-Y en travée :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = 5.14 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.34$

$A_{st} = 38.26 \text{ cm}^2$ Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5HA20 + 5HA25 = 40.25 \text{ cm}^2$.

Sens Y-Y en appuis :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = 5.51 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.35$

$$A_{st} = 41.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc le choix de ferrailage est : } A_{tx} = 5HA20 + 5HA32 = 55.92 \text{ cm}^2.$$

Sens X-X en travée :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = 6.78 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.38$

$$A_{st} = 51.29 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc le choix de ferrailage est : } A_{tx} = 5HA20 + 5HA32 = 55.92 \text{ cm}^2$$

Sens X-X en appuis :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = 4.76 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.33$

$$A_{st} = 35.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc le choix de ferrailage est : } A_{tx} = 5HA20 + 5HA25 = 40.25 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	5HA20+5HA25	40.25	6.77	192.16
	appui	5HA20+5HA32	55.92	6.50	150.86
X-X	travée	5HA20+5HA32	55.92	8.01	185.91
	appui	5HA20+5HA25	40.25	6.27	178.05

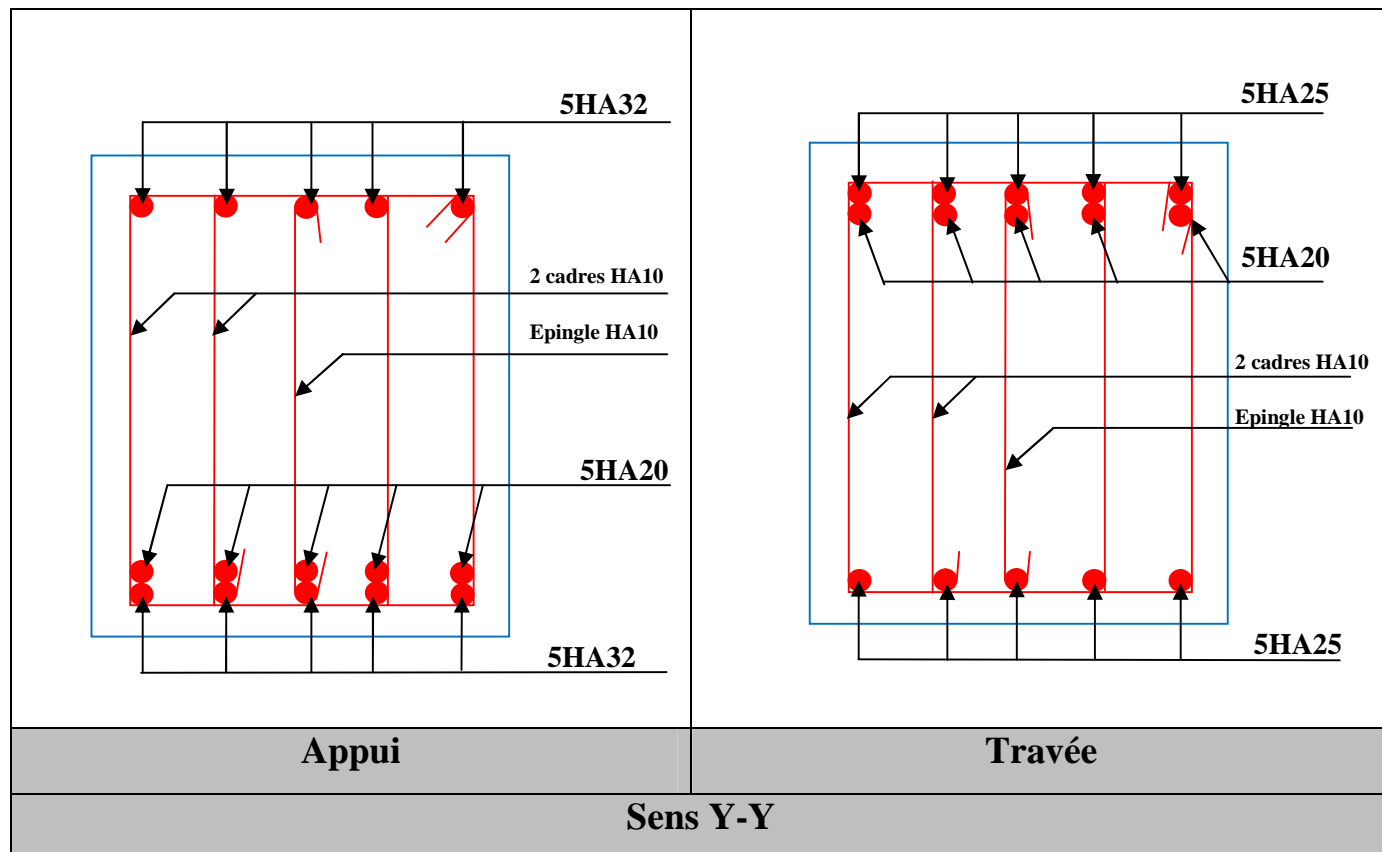
• Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(17.14; 60; 25) = 17.14mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm.$$

• Espacement des aciers transversaux :

Soit 5HA10=3.93 cm²(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle) . $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(15; 12; 20) = 12cm$ soit $S_t = 10cm$.

• Schémas de ferrailage des nervures :



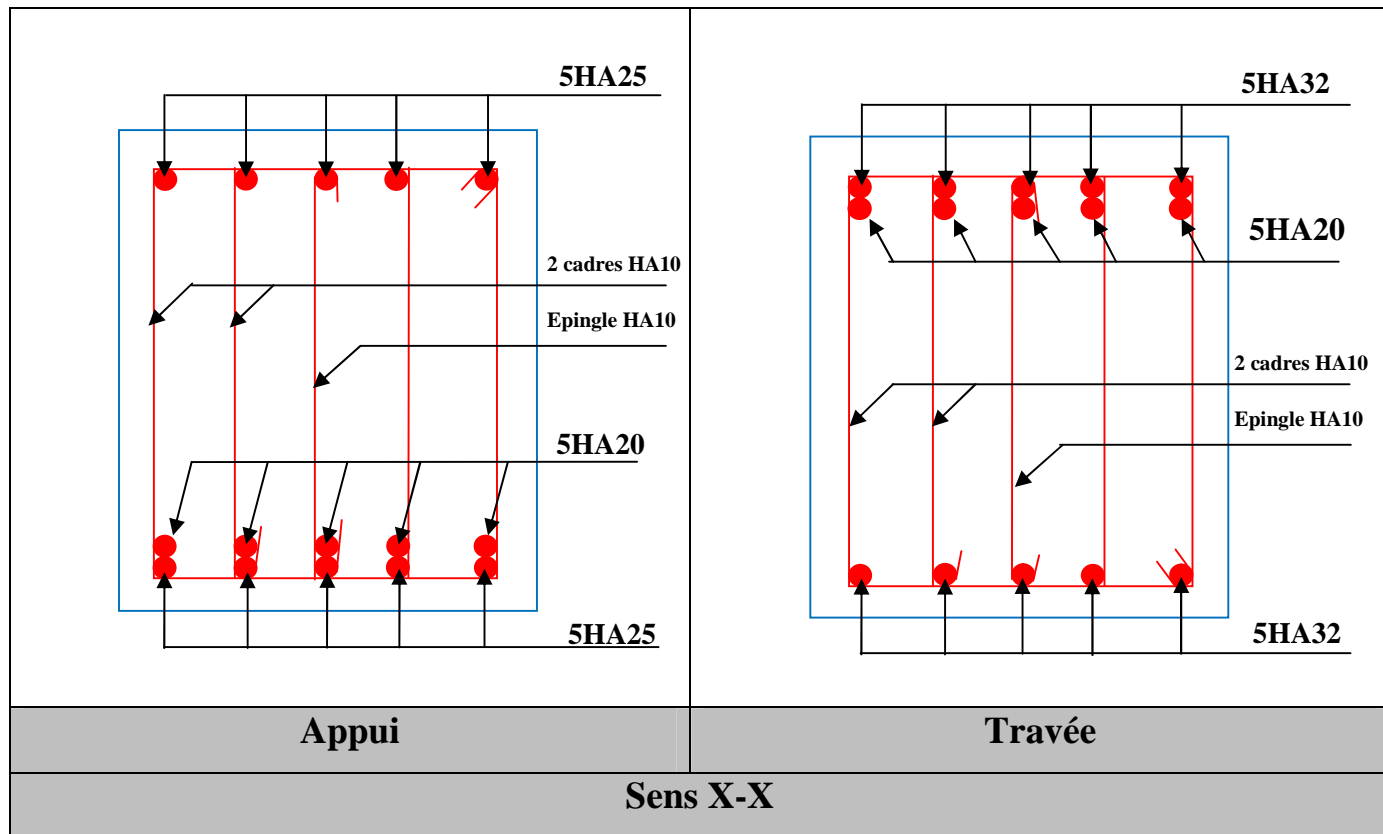


Figure.VI.5.Schémas de ferrailage des nervures

VI.5.Voile périphérique :

VI.5.1.Introduction :

Selon le **RPA99/2003**, 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.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.4$ m
- La longueur $L=4.25$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.5.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20,2 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 27.^\circ$
- La cohésion $c=0.48 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.4 \times (20,2 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}) - 2 \times 0,48 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2})) = 24.53 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 3,68 \text{ KN} / \text{ml}$$

VI.5.5. 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.

A L'ELU

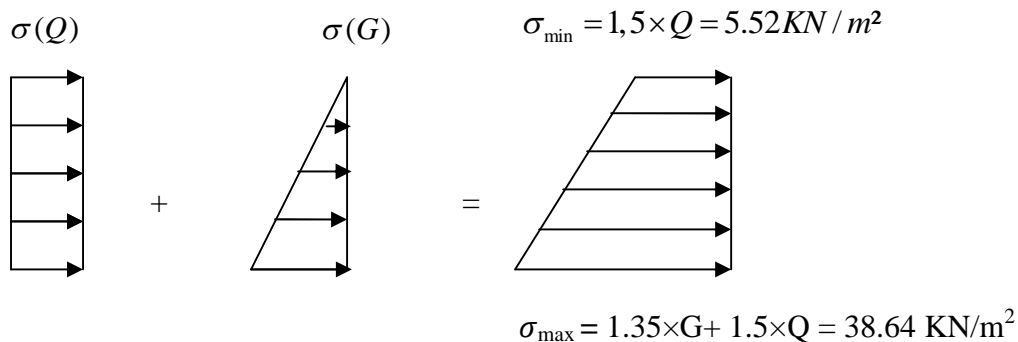


Figure.VI.6. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.36 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 30.36 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand

panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.1 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.25 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_{0x} = 20.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 18.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 17.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 15.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 10.23 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

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 _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	17.39	0.072	0.094	0.1251	3.99	1.5	4HA12= 4.52
	y-y	15.81	0.065	0.085	0.1256	3.61	1.5	4HA12= 4.52
Appui		10.23	0.043	0.054	0.1271	2.31	1.5	4HA10= 3.14

- **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } y : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.5.6. Vérifications :

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

- On calcule A_{\min} :

- $\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

- $b = 100 \text{ cm}$

$$\rho = 0.95$$

$$A_{\min}^x = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = A_{\min}^a = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 33.35 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 29.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.256 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0474$$

$$\mu_y = 0.9385$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 24.53 + 3.68 = 28.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min} / 4 = 22.08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 22.08$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2$$

$$M_x = 0.0474 \times 22.08 \times (4.1)^2 = 17.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.9385 \times 17.59 = 16.51 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 14.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 14.03 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 8.795 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

- **Contraintes dans le béton :**

Travée

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 14.95 \times 10^{-3} \times 3.57 \times 10^{-2} / 7545.75 \times 10^{-8} = 7.07 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est vérifiée

- **Contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 280.247 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\beta = \frac{14.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 201.63} = 4.38 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.32$

$$A_{st} = 6.38 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Aux appuis :

Contraintes dans le béton :

$$y = 2.7 \text{ cm}$$

$$I = 4411.686 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contraintes dans l'acier :

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2\frac{f_e}{3}, 110\sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 308.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{8.795 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 201.63} = 2.58 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.25$

$$A_{st} = 3.66 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

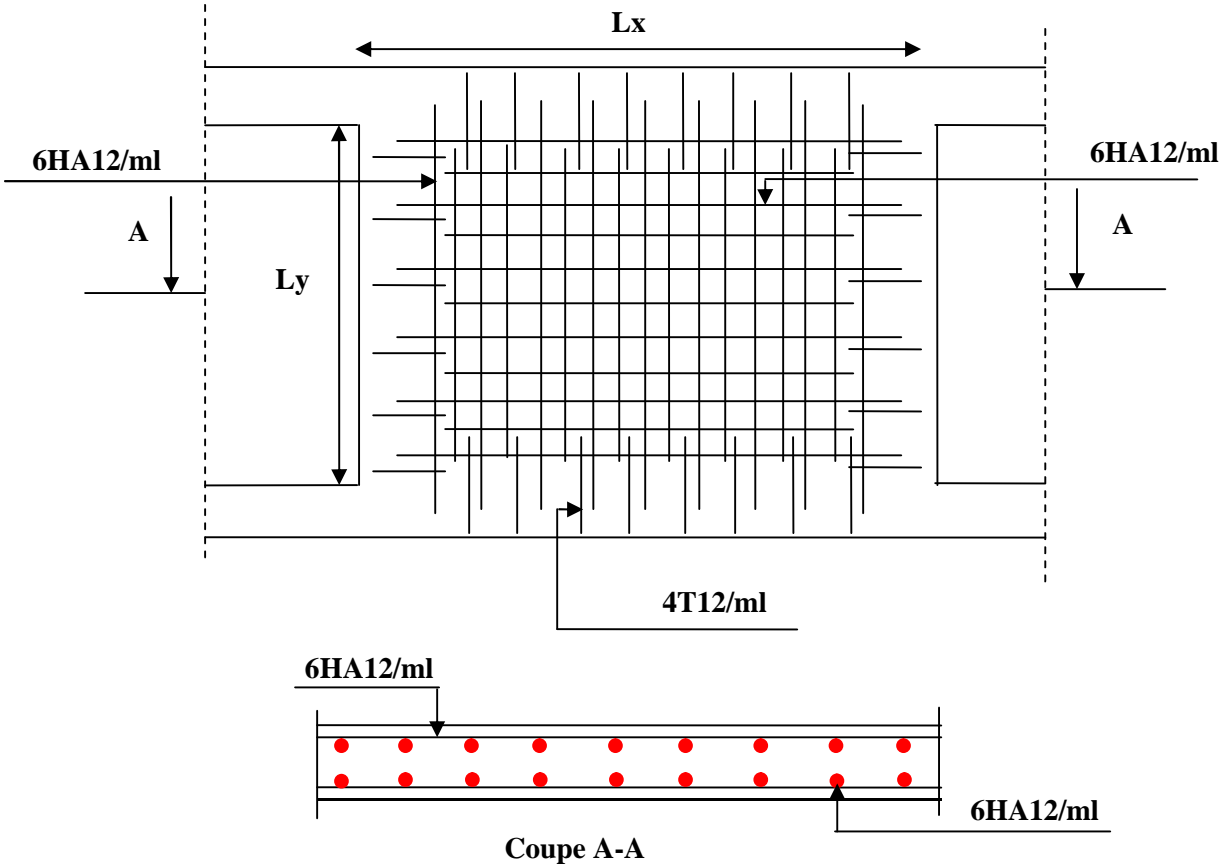


Figure.VI.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.

4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

INDICE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E	Séisme
G	Charges permanentes
M	Charges d'exploitations à caractère particulier.
Q	Action variables quelconque.
S	Action dues à la neige.
W	Action dues au vent.
A_s	Aire d'un acier.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinal.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_i	Module de déformation instantanée.
E_{ff}	Module de déformation sous fluage.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).
F	Force ou action en général.
I L	Moment d'inertie.
M	Longueur ou portée.
M_g	Moment en général.
M_q	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
a	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
b	Une dimension (en générale longitudinal).
b₀	Une dimension (largeur d'une section).
d	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
f	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
f_e	Flèche.
f_{cj}	Limite d'élasticité.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{c28} et f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
f₂₈	Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
g	
h₀	Densité des charges permanentes.
h	Epaisseur d'une membrure de béton.
i	Hauteur totale d'une section.
j	Rayon de giration d'une section de B A.
l_f	Nombre de jours.
l_s	Longueur de flambement.
n	Longueur de scellement.
p	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
q	Action unitaire de la pesanteur.
S_t	Charge variable.
x	Espacement des armatures transversales.
σ_{bc}	Coordonnée en général, abscisse en particulier. Contrainte de compression du béton.

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

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	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

- Entreprendre la réalisation des immeubles en commençant par ceux de la partie aval du versant. Ces immeubles, une fois achevés contribueront énormément à la stabilité du versant.

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera :

N.B : Le calcul des fondations doit être, soigneusement élaboré car sur des terrains en pente les résultantes des forces (essentiellement les charges) ne sont pas verticales et vont dans le sens du glissement.

- L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radiers.
- La profondeur d'ancrage des fondations doit être en concordance avec la hauteur des immeubles (1/10 de la hauteur).
- Les contraintes admissibles des sols de fondation seront :
 - a) Assises des blocs **C3, C4** et **D4** : $\sigma = 1.80 \text{ bars}$ à partir d'une profondeur de $-5^m.0$ de la côte de la piste.
 - b) Assises des blocs **B, C1, C2, D1, D2** et **D3** : $\sigma = 1.60 \text{ bars}$, à partir d'une profondeur de $-2^m.00$ de la côte de la piste (piste trouvée à la date du 03.08.2012).

Ces contraintes admissibles sont à confirmer avec des sondages pénétrométriques qui seront réalisés au niveau des plates formes finales devant accueillir les blocs.

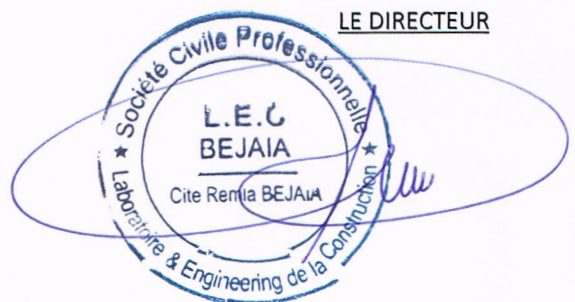
Aussi, on conseille :

- ✓ d'établir un plan de terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- ✓ Procéder à la plantation d'arbres dans le versant (ex : eucalyptus, olives ...).
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront très délicats et aventureux. C'est pourquoi, il est recommandé fortement, l'entame du projet par la réalisation des blocs en aval.
- ✓ L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P draconiens et surtout très étanches (dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

LE DIRECTEUR



En considérant les essais pénétrométriques le plus défavorables, on déduit les résistances en pointe par rapport à différentes profondeurs du sol.

- **Tassements sous les fondations**

Etant donné la résistance des sols de fondation indiquant une compacité très satisfaisante des sols en profondeur, ainsi que l'homogénéité verticale des sols constatée quasiment dans tout le terrain, on estime que les tassements induits par la charge de la construction sont faibles et non préjudiciables.

- **Stabilité d'ensemble**

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparent du versant. Le versant est en équilibre naturel avec ('absence de tous facteurs pouvant générer un mouvement quelconque. Néanmoins, il est toujours utile de rappeler la nécessité d'entreprendre des terrassements en grandes masses bien étudiés, organisés et surtout bien maîtrisés et en temps secs (éviter les périodes de pluies). Surtout, ne pas créer de zones de remblais importantes dans le terrain.

V. CONCLUSION

Le site objet de la présente étude est choisi pour accueillir des immeubles à usage d'habitation (promotion immobilière) au profit de l'ETB & P.I « Les Oliviers » SPA. Les sols de fondation sont dominés par des alluvions anciennes formant des terrasses alluvionnaires, constituées essentiellement de limons, argiles, pierres et galets de différents diamètres. Il est situé à quelques dizaines de mètres au Nord de la rue dite « de la Santé » et à l'Ouest du siège de la da'ira d'Akbou.

Le site est sur un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, débouchant sur un talweg (ravine) dite Ighzer Amarghane.

Des essais pénétrométriques ont été réalisés sur le terrain suivant une implantation indiquée par les mètres d'ouvrage et d'œuvre par l'intermédiaire de pistes ouvertes spécialement. Les résultats indiquent une certaine hétérogénéité particulièrement horizontale du terrain.

Nous avons constaté ('existence d'une zone constituée de sols de moyenne à faible compacité située à l'extrémité Ouest du terrain. Des remblais et sols altérés sont remarqués jusqu'à 5^m de profondeur dans cette zone.

Cette zone doit être sérieusement prise en compte dans [l'implantation des blocs et les calculs d'infrastructure, étant donnée

- L'importance des charges que le terrain devra supporter.
- L'importance des terrassements prévus.
- Le risque de précipitations (pluies ou orages).

Par conséquent, il est impératif de commencer par protéger l'équilibre naturel, du versant, à savoir :

- > Réalisation d'un mur de protection du pied du talus longeant Ighzer Amarghane, par un mur en gabion de hauteur suffisante, afin d'arrêter l'érosion et protéger le versant d'éventuels affaissements.
- > Drainer toutes les eaux superficielles en dehors de la zone à urbaniser.
- > Ne pas entreprendre de grands terrassements en périodes de pluies (sol humide) pour éviter de déclencher un mouvement brusque des terres.
- > Éviter la réalisation de talus de grandes dénivelées en procédant sous forme de gradins.

Chapitre I

Généralité

Chapitre III
Prédimensionnement
des éléments

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre IV

Etude sismique

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Chapitre VI
Etude
des fondations

Introduction

Bibliographie

Rapport de sol

Conclusion

Annexes

Les Plans