

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur de et la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA de Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+2E-S+S-S) à usage d'habitation, bureau
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)*

Présenté par :

M^r. Ichalalen Md Amokrane

M^{lle}. Tigrine Nacera

Encadreur :

M^r.A. Laichaoui

Jury:

Président : SADAoui

Examinatrice : SELLAMI

Promotion : 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 Mr AICHAOUI : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A M^R MEHOUED CHERIF : pour son bon accueil au sein du bureau d'étude de AKBOU

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

Nacera & Md Amokrane





Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

A la mémoire de ma très chère mère qui nous a quittés, paix a son âme.

A celui et celle qui ma soutenue tout au long de ce projet

A mes frères et mes sœurs.

A tous mes amis et mes copine (taous ,nadia et lola ..)

A mon fiançais rafik,

A mon binôme makrane a toute la promotion de génie civil

2015 / 1016 et toute la famille Tigrine et Ichalalen.

*JE Dédie ce mémoire exceptionnellement à une personne très spéciale, c'est pour
toi salah.*

T.Nacera







Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents FARIDA et MOHAND 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 ma très chère sœur FAZIA et à mon frère OUALI.

À ma très chère future femme SONIA OUHADDA.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

En fin, je remercie mon ami mon binôme TIGRINE NACIRA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ICHALALEN MOHAND AMOKRANE



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Décrispation structurale	2
I.3. Règlements et normes utilisées.....	2
I.4. Les états limites	3
I.5. Actions et sollicitations.....	4
I.6. les matériaux (acier et béton).....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	10
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.3. Prédimensionnement des éléments structuraux.....	21
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	24
II.5. Descente des charges.....	27
II.6. Conclusion.....	37

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	38
III.2. calcul des planchers	38
III.3. Etudes des dalles pleines.....	65
III.4. Etude de l'ascenseur	73
III.5. Etude des escaliers.....	83
III.6. Etude de la poutre palière	87
III.7. Etude de l'acrotère	91
III.8. Etude de la poutre de chaînage	99

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction.....	103
IV.2. Méthod de calcul.....	103
IV.3. Modélisation et résultats	107
IV.4. Justification de l'interaction voilent portiques	110
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	112
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	112
IV.7. calcul des déplacements.....	113
IV.8. justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	114
IV.9. Conclusion	115

Sommaire

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	116
V.2. Etude des poteaux.....	116
V.3. Etude des poutres.....	125
V.4. Etudes des voiles	134

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.. ..	140
VI.2. Définition des fondations.....	140
VI.3. Le dimensionnement des fondations	140
VI.4. Etude des fondations.....	140
VI.5. Etude du voile périphérique	154
VI.6. Conclusion.....	157

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Fig. I .1.Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	6
Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation à L'ELU.....	8
Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
FIG.II.2. Disposition des poutrelles.....	11
Fig. II.3.Section transversale d'une poutrelle.....	11
Fig. II.4 : Dalle sur trois appuis.....	13
Fig. II.5 : Dalle sur deux appuis.....	13
Fig. II.6: Dalle sur quatre appuis.....	13
Fig.II.7 : Dimension de l'acrotère.....	14
Fig. II.8. Schéma d'un escalier.....	15
Fig.II.9. Schéma statique.....	15
Fig. II.10A. Vue en plan.....	17
Fig.II.10B. Schema statique.....	17
Fig.II.11A.vue en plan.....	18
Fig. II.11.Schéma statique.....	18
Fig. II.12A. Vue en plan	20
Fig.II.12B .Schema Statique.....	20
Fig. II.13 : Coupe du voile en élévation.....	24
Fig. II.14 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	25
Fig. II.15 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	26
Fig. II.16 : Coupe transversale de murs intérieurs et extérieurs.....	26
Fig. II.17 : Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine.....	27
Fig.II.18. Surface afférent du poteau.....	29
Fig. II.19. Section brute.....	36
Fig. III.1: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	39
Fig. III.2: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	39
Fig. III.3.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	65
Fig. III.4 : Dalle sur deux appuis.....	66
Fig. III.5 : Dalle sur deux appuis.....	68
Fig. III.6 : Dalle sur quatre appuis.....	70
Fig. III.7.Cage d'ascenseur.....	74
Fig. III.8.Schéma représentant la surface.....	78
Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de la locale machine.....	82
Fig.III.10a. Vue en plan.....	83
Fig. III.10b. Schéma statique.....	83
Fig. III.11. Schéma de ferrailage d'escalier.....	86
Figure III.12 : Schéma statique de la poutre palière.....	87
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre de poutre palière.....	91
Figure II.14 : Dimension de l'acrotère.....	91
Figure III.15 : Schéma statique de l'acrotère	93
Fig. III.16. Section à ferrailer.....	95
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	98
Figure.III. 18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	102
Fig. IV.1 : Spectre de calcul.....	107
Fig. IV.2 : Disposition des voiles.....	108

Liste des figures

Fig. IV.3 : 1ere mode de déformation (translation suivant Y-Y).....	108
Fig. IV.4 : 2éme mode de déformation (translation suivant X-X).....	109
Fig. IV.5 : 3éme mode de déformation (rotation autour Z).....	109
Fig.V.1 : Zone nodale.....	117
Fig.V. 2 : Armature transversales dans les zones nodales.....	118
Fig. V.3 .Section du poteau	122
Fig. V.4 : Dispositions constructives des portiques.....	128
Fig. V.5 : Schéma de La zone nodale.....	132
Fig. V.6 .Schéma d'un voile plein.....	137
Fig. V.7 : Schéma de ferrailage du voile Vx1.....	140
Fig.VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	142
Fig.VI.2 : Schéma de la semelle filante.....	143
Fig.VI.3 : Schéma du poinçonnement.....	145
Fig. VI.4 : Dalle sur quatre.....	147
Fig.VI.5 : Schéma de ferrailage de radier.....	150
Fig.VI.6 : Schéma statique du débord.....	150
Fig.VI.7 : Section à ferrailer.....	153
Fig.VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures.....	155
Fig. VI.9 : Diagramme des contraintes.....	156
Fig.VI.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	158

Liste des Tableaux

Tableau. I.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser.....	9
Tableau. II.1. Les dimensions de l'escalier (type1).....	16
Tableau. II.2. Evaluation des charges sur la volée.....	16
Tableau. II.3. Les dimensions de l'escalier (type2).....	17
Tableau. II.4. Evaluation des charges sur le palier.....	17
Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée.....	18
Tableau. II.6. Les dimensions de l'escalier.....	19
Tableau II.7. Evaluation des charges sur le palier.....	19
Tableau II.8. Evaluation des charges sur la volée.....	19
Tableau. II.9. Les dimensions de l'escalier	21
Tableau II.10. Evaluation des charges sur le palier.....	21
Tableau II.11. Evaluation des charges sur la volée.....	21
Tableau II.12. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau II.13. Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	25
Tableau II.14. Evaluation des charges dues aux murs extérieurs.....	26
Tableau II.15 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	26
Tableau. II.16. Descente de charge du poteau central.....	30
Tableau. II.17. Descente de charge du poteau.....	32
Tableau II.18. Vérification de la résistance (compression simple)	35
Tableau. II.19. Vérification.....	37
Tableau III.1. Les Types de poutrelles au flambement	41
Tableau III.2. Combinaisons d'action.....	42
Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées	43
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type1).....	45
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type1).....	45
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type2).....	48
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type2).....	48
Tableau III.8. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3).....	49
Tableau III.9. Sollicitations l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3).....	49
Tableau III.10. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4).....	49
Tableau III.11. Sollicitations l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4).....	49
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant.....	49
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	50
Tableau III.14. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 6).....	50
Tableau III.15. Sollicitations l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 6).....	50
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type7) :.....	50
Tableau II.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible.....	50
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type8)	51

Liste des Tableaux

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible.....	51
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 1).....	51
Tableau II.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 1).....	51
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 2).....	51
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 2).....	52
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 3).....	52
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 3).....	52
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 4).....	52
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 4).....	52
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 5).....	52
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 5).....	53
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 6).....	53
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 6).....	53
Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.....	63
Tableau III.33. Le ferrailage des différends.....	63
Tableau III.34. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles tes poutrelles.....	64
Tableau .III.35. Ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.....	66
Tableau. III.36. Le ferrailage de la dalle pleine sur 03 appuis.....	69
Tableau III.37: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	72
Tableau. III.38. ferrailage du local de machines.....	75
Tableau III.39: résultats de calcul des contraintes.....	78
Tableau III.40. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	80
Tableau.III.41 : vérification des contraintes dans le béton de la dalle local machine.....	82
Tableau. III.42 : Résultat de ferrailage de l'escalier des deux entre sol.....	85
Tableau III.43 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	87
Tableaux III.44 : Calcul d'armature.....	88
Tableau. III.45. vérification des contraintes de comprissions dans le béton pour la poutre palière.....	90
Tableau. III.46. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	92
Tableau. III.47 : Les combinaisons d'actions.....	93
Tableau III.48 : Armatures longitudinales.....	100
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	109
Tableau. IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	110
Tableau. IV.4: Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	111
Tableau. IV.5: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	112
Tableau. IV.6: Vérification de la résultante des forces.....	112
Tableau. IV.7: Vérification des déplacements.....	113
Tableau. IV.8: Vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$	114
Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	117
Tableau. V.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux.....	119
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal.....	119
Tableau. V.4 : Armatures transversales des poteaux.....	120
Tableau V.5 : Vérification au flambement des poteaux.....	121
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	122
Tableau V. 7 : Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	123
Tableau V.8: Les dimensions de la zone nodale.....	124
Tableau V.9: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.....	127
Tableau. V .10: Ferrailage des poutres.....	128
Tableau. V .11: Vérification de l'effort tranchant.....	130
Tableau. V .12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	130
Tableau. V .13: Vérification de la contrainte limite de béton.....	131

Liste des Tableaux

Tableau V.14: Moment résistant dans les poteaux.....	133
Tableau V.15: Vérification des zones nodales.....	133
Tableau V.16 : Résultats de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 et Vx3 et Vx4.....	138
Tableau V.17: Résultats de ferrailage des voiles Vy1 et Vy4	138
Tableau V.18: Résultats de ferrailage des voiles Vy2 et Vy3.....	139
Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailage de radier.....	148
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	149
Tableau VI.3: sections d'armatures du débord.....	151
Tableau VI.4: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.....	153
Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal.....	153
Tableau VI.6: Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	153
Tableau VI.7: Vérification des contraintes des nervures de radier.....	154
Tableau VI.8: Section des armatures du voile périphérique.....	157
Tableau VI.9: Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	158

Liste des Tableaux

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-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.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

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 trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10+Sous-sol+2 entre 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.

Introduction

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+10+2 entre sol et 1 sous-sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe 1B, ayant une grande importance.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification RPA2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.1.2. Situation générale du site

Le site, objet de la présente étude se trouve à quelques mètres à l'ouest de la gare routière et au Nord du stade communal de la ville d'AKBOU.

Sur site, on a constaté un terrain en pente très abrupte d'une quarantaine de mètres de dénivèlement environ, traversée par une conduite d'adduction d'eau potable, à la date du 18.10.2011, des terrassements en grandes masses ont été réalisés dégageant deux plates formes pour accueillir deux blocs.

I.1.3. Caractéristiques de la structure

I.1.3.1. Description architecturale

- La longueur du bâtiment : **25.15m.**
- La largeur du bâtiment : **21.51m.**
- Hauteur totale du bâtiment : **41.48m.**
- Hauteur du RDC : **4.08m.**
- Hauteur des autres étages : **3.06m.**
- Hauteur du Entre sol : **3.40m**
- Hauteur du Sous-sol : **4.08m**

I.1.3.2. Données sismiques de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003**

Comme une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B**.
- La contrainte admissible du sol :

$\bar{\sigma} = 2.20 \text{ bars}$ au niveau de la plateforme inférieure (1ere plateforme)

$\bar{\sigma} = 1.80 \text{ bar}$ au niveau de la plateforme supérieure (2eme plateforme)

- Le sol est considéré comme **ferme(S2)**.
- L'ancrage minimal des fondations superficielles **D = 2m**.

I.2. Description structurale :

- **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.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.
- **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les façades et les cloisons :**

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm,

Séparées par une l'âme d'air de 5cm.

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

- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

-limiter les tassements différentiels.

- L'encastrement de la structure dans le sol.

- **L'ascenseur :** Est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.

- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2

I.4. Les états limites : (BAEL91)

I.4.1. Définition

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

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2. Les hypothèses de calcul :

A. E.L.U

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- la section d'un groupe de barres est remplacée par une unique située au centre de gravité du groupe.

B.E.L.S :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2,3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E \varepsilon$)

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec n : coefficient d'équivalence.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1. Les actions

I.5.1.1. Définitions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanent, d'exploitation, climatiques, etc.....), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.....)

I.5.1.2 : valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable ; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes.
 - Les explosions
 - Les feux.

I.5.2 : Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'action à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum_{i=1,3}\Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \end{cases}$$

0.20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

b) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \Psi_{oi}Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

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

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

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E. \\ 0.8G\pm E. \end{array} \right.$$

I.6. Les matériaux (acier et béton)

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau composé de ciment, d'eau, de sable, et de granulats et éventuellement d'adjuvants. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

I.6.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton

a) **résistance à la compression** f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée 16cm*32cm dans le laboratoire. Dans le cas courant le béton est défini du point vu mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right.$$

Voir le diagramme suivant:

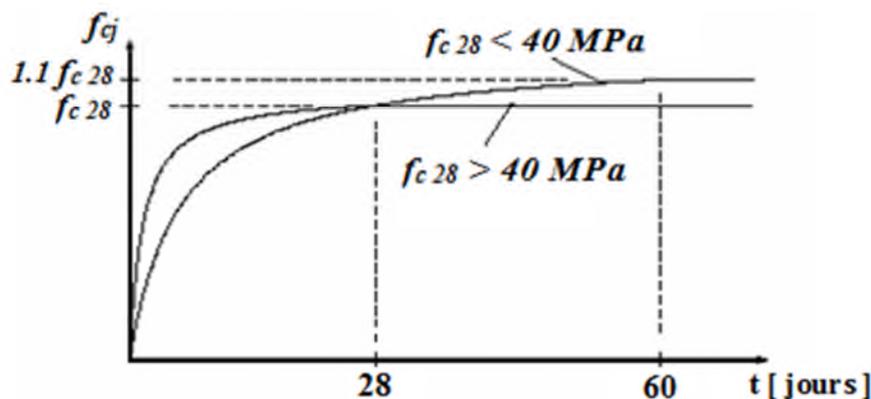


Fig. I .1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est

donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \text{ CBA93 (article A.2.1.1.2).} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

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

$$\tau_{adm} = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

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

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc :

$$3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \cdot \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj}$$

BAEL91.

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij}.$$

Pour :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa on a :}$$

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

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) Diagramme contrainte déformation

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

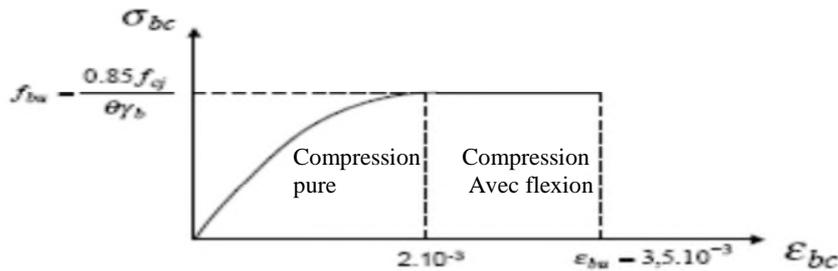


Fig.I.2 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}) \quad \text{Si} \quad 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2.0/100 \quad \text{cours BA 3}^{\text{ème}} \text{année}$$

$$f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \quad \text{Si} \quad 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5/100$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} > 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.6.1.2. L'acier

Son rôle c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.6.1.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

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

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs) :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \quad : \text{ pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{ pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$

I.6.2 : Matériaux à utiliser :

Tableau. I.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable		14,2
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15	
	Module de déformation longitudinal instantané E_{ij}	32164,19	
	Module de déformation longitudinal différé E_{vj}	10721,39	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400	
	Module d'élasticité		$2 * 10^5$
		Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN		/
		*FN	240
*FTN		176	

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher a corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux etages.il est compose de corps creux, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par

satisfaction de la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

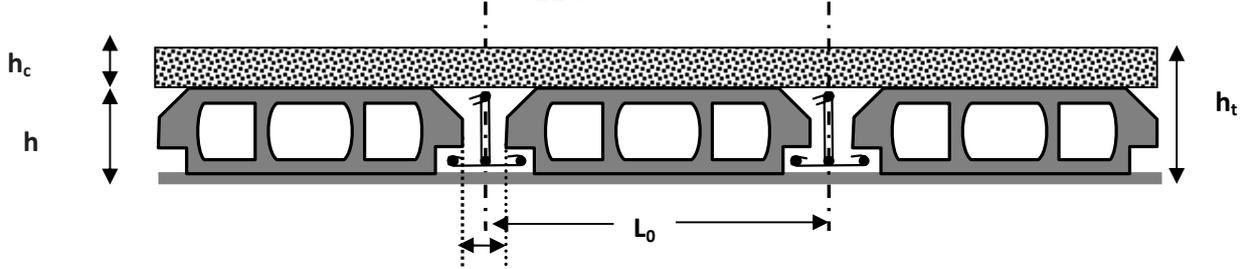


Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

h_0 : hauteur de la dalle de compression

h : hauteur de corps creux

$h_t = h_{DC} + h_{cc}$: hauteur totale du plancher

l_0 : distance entre axes des poutrelles.

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

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

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$$L_{\max} = 472 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm} \quad \rightarrow h_t \geq 19.64 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur ($h_t = h + h_0 = 16 + 4$) = 20 cm

II.2.1.2. Poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Sont disposées parallèlement à la petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens ou a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

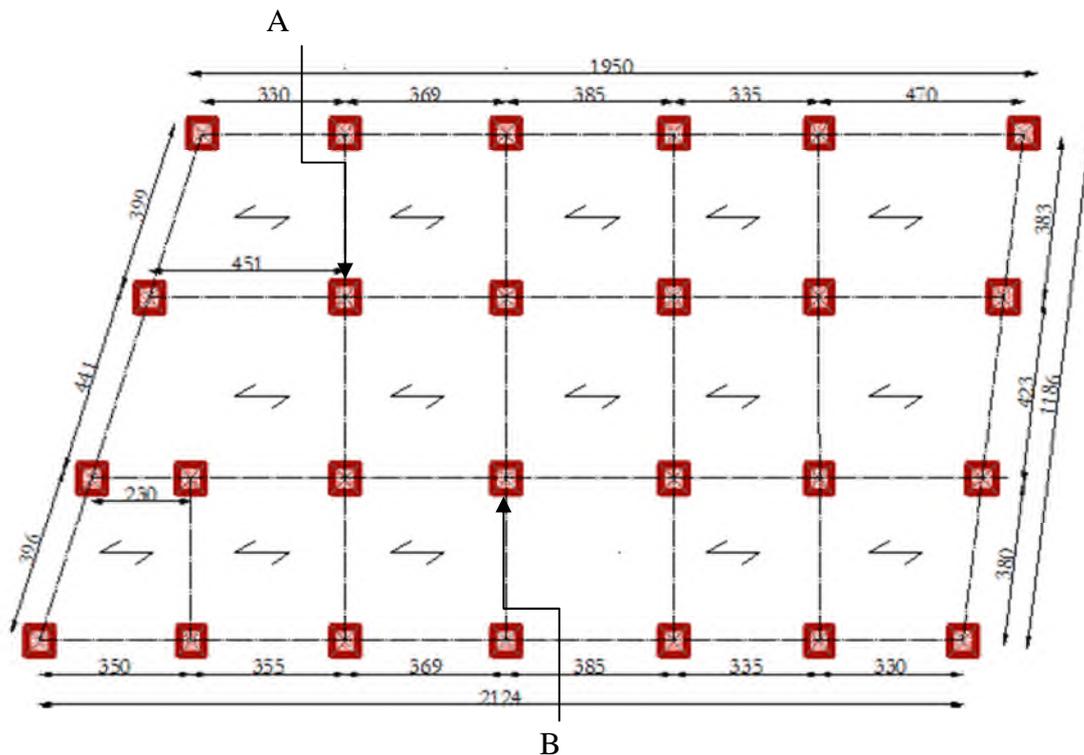


FIG.II.2. Disposition des poutrelles.

➤ Dimensionnement des poutrelles

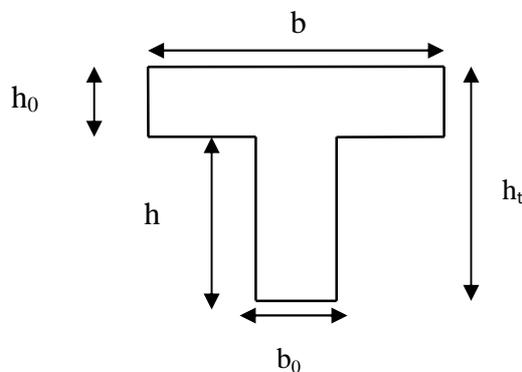


Fig. II.3.Section transversale d'une poutrelle.

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

h_t = hauteur totale du plancher ($h_t = 20\text{cm}$).

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

Elle est prise entre :

$$(0.4 \text{ à } 0.6) h_t \implies (0.4 \text{ à } 0.6) \implies 208\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

On prend $b_0=10\text{cm}$

b : largeur efficace de la dalle de compression donnée par la formule :

$$b-b_0/2 \leq \min(L_x/2 ; L_y/10)$$

L_x : la distance entre poutrelles ($L_x = 65-10= 55 \text{ cm}$)

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles ($L_y = 330 \text{ cm}$)

$$b-10/2 \leq \min(55/2 ; 330/10) \rightarrow b \leq 2*[\min(55/2; 330/10)] + 10$$

$$b \leq 65\text{cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 65\text{cm}$

II.2.1.3. Dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

➤ Résistance au feu

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

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

$$e \geq 14\text{cm} \rightarrow \text{pour quatre heures de coupe - feu.}$$

L'épaisseur est déterminée par Condition de résistance au feu.

On choisit une épaisseur $e=14\text{cm}$

➤ Isolation phonique

Selon les règles techniques <CBA93> en vigueur en Algérie l'épaisseur des dalles pleines doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation a caustique.

L'épaisseur choisie($e=14\text{cm}$) répond aux critères suivant.

a. Critère de résistance

➤ Résistance a la flexion

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{pour une dalle sur deux appuis avec } L_x \text{ est la plus petite portée.}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec } l_x \text{ est la plus petite portée.}$$

a. Dalles sur trois appuis : (les balcons)

On a: $l_x=130$

$$l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 130/45 \leq e \leq 130/40$$

$$2.88 \leq e \leq 3.25$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

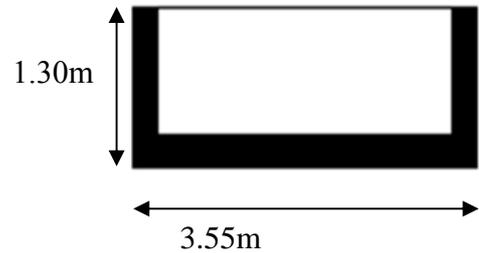


Fig. II.4 : Dalle sur trois appuis

b. Dalle sur deux appuis :

On a : $l_x=120$

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 120/45 \leq e \leq 120/40$$

$$2.67 \leq e \leq 3$$

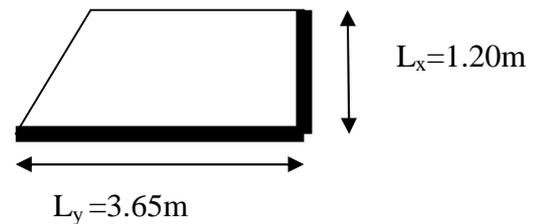


Fig. II.5 : Dalle sur deux appuis

c. Dalle sur quatre appuis :

On a: $l_x=170$

$$l_x/50 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 170/50 \leq e \leq 170/40$$

$$3.4 \leq e \leq 4.25 \rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

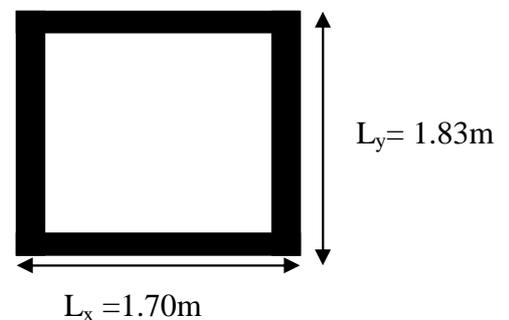


Fig. II.6: Dalle sur quatre appuis

On opte pour $e=15\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

II.2.1.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher 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 à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

Hypothèses de calcul :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml, Type de fissuration est préjudiciable.

Il est sollicité à la flexion composée.

L'acrotère est soumis à :

- Son poids propre G.
- à une force latérale due à l'action sismique
- à une charge horizontale Q due à la main courante

1) Evaluation des charges (DTR B C2. 2).

- La surface de l'acrotère est

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

- Le Poids propre de l'acrotère

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.71 \text{ KN/m}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.6 \times 0.03$$

$$G = 0.36 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 1.71 + 0.36 = 2.07 \text{ KN/m}$$

La charge permanente : **G = 2.07 KN/ml**

La surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante

La charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml**

II.2.1.8. Les escaliers :

➤ Définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre projet nous avons deux types d'escaliers, réalisés en béton armé, coulé sur place, la dimension des marches est variable selon la destination des escaliers.

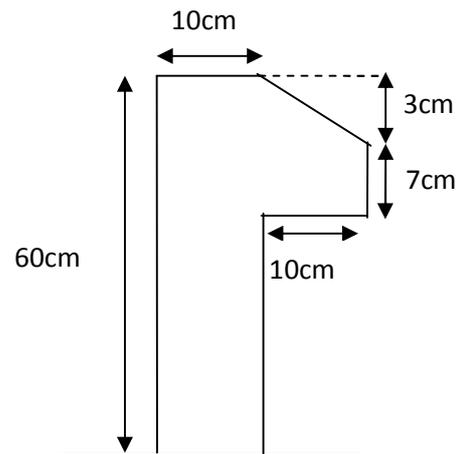


Fig.II.7 : Dimension de l'acrotère

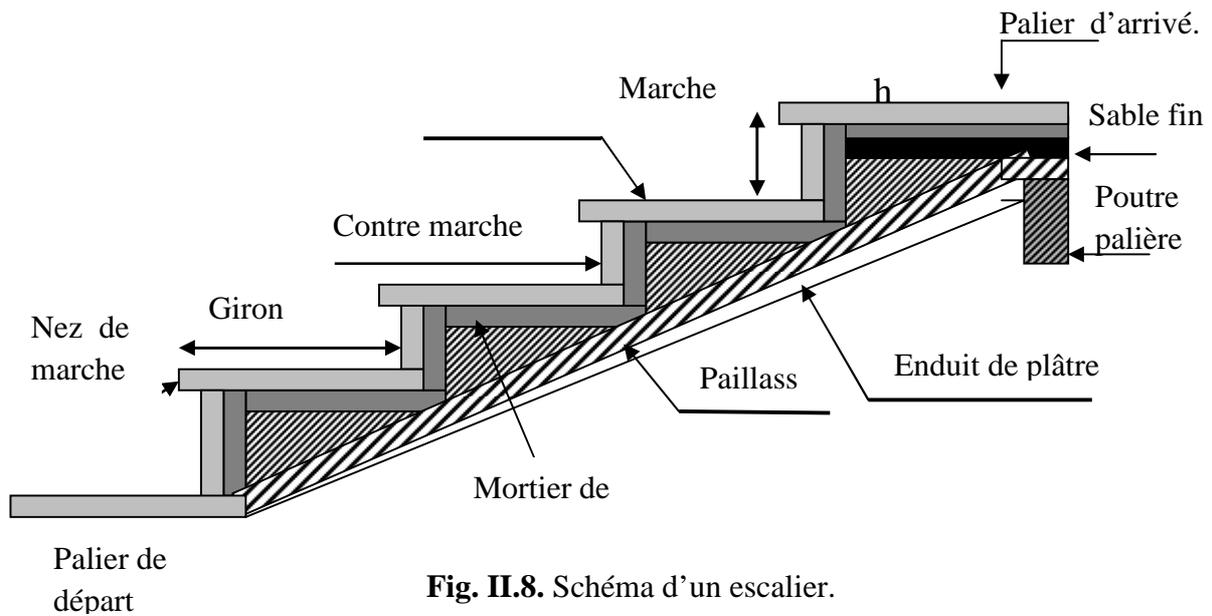


Fig. II.8. Schéma d'un escalier.

➤ **Pré dimensionnement :**

L'escalier est assimilé à une dalle sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches (g) et les contre marches (h), on utilise la relation de « BLONDEL ».

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \dots\dots\dots (1).$$

h : Hauteur de la contre marche. $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

g : Largeur de la marche. $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$.

n : Nombre de contre marches.

$n-1$: Nombre de marches

$$h = \frac{H}{n}; g = \frac{L_v}{n-1}$$

En remplaçant les expressions de g et h dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (65 + 2 \times H + L_v) \times n + 2 \times H = 0 \dots\dots\dots (2)$$

• **Escalier de RDC :**

1) **Type 1 :**

On prend $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

$n=102/17 =6$ (contre marche)

$n-1=5$ (marche)



Fig. II.9. Schéma statique

Vérification de la relation de BLONDEL : $60 \leq g + 2 \times h \leq 65$ (1).

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.80^2 + 1.02^2} = 206.89m.$$

$$\frac{206.89}{30} \leq e \leq \frac{206.89}{20}$$

$\Rightarrow 6.9 \leq e \leq 10.34cm$ Soit $e = 10cm$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.1. Les dimensions de l'escalier (type1).

$L_v (m)$	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha (^\circ)$	L	$e_p (cm)$	Vérification $e_p \geq 11(cm)$
1.80	1.02	6	17	30	29.68	2.0689	10	10

a. Evaluation des charges sur la volée

Tableau. II.2. Evaluation des charges sur la volée

Matériaux	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	0.02	22	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Carrelage vertical	0.02	22	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0.25$
4-Marche	0.17	22	$22 \times 0.17 / 2 = 1.87$
5-Paillasse	0.10	25	$(25 \times 0.10) / \cos 29.68 = 2.88$
6-Enduit plâtre	0.015	14	$(14 \times 0.015) / \cos 29.68 = 0.24$
7-Gardes corps	/	/	1
			G=7.04
			Q = 2.50

2) Type 2 : (étage courant)

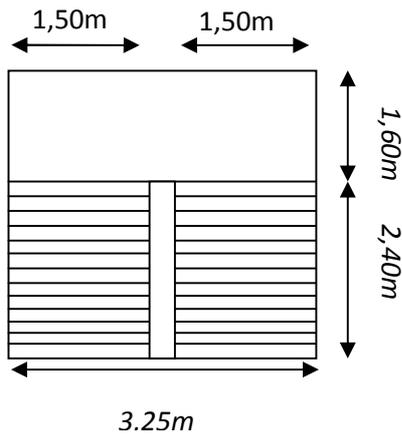


Fig. II.10A. Vue en plan

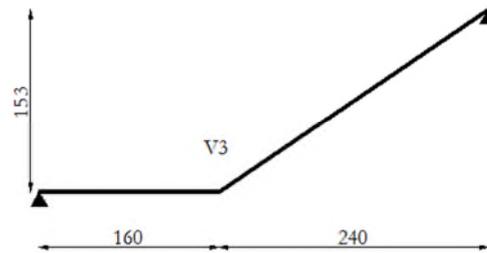


Fig.II.10B. Schéma statique

On prend $h=17\text{cm}$

$$n=153/17=9(\text{contre marche})$$

$$n-1=8(\text{marche})$$

$$g=240/8=30\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 17*2+30=64\text{cm} \leq 65\text{cm} \quad \text{vérifier}$$

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

Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 160 = 444.62\text{m}$$

$$\frac{444.62}{30} \leq e \leq \frac{444.62}{20}$$

$$\Rightarrow 14.82 \leq e \leq 22.23\text{cm} \text{ Soite } = 15\text{cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.3. Les dimensions de l'escalier (type2).

$L_v(m)$	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L(m)	e_p (cm)	Vérification $e_p \geq 11(\text{cm})$
2.40	1.53	9	17	30	32.62	4.446	15	15

b. Evaluation des charges sur le palier

Tableau. II.4. Evaluation des charges sur le palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.2	22	0.44
2-Mortier de pose	0.2	20	0.40

4-palier	0.15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			G=4.8
			Q=2.5

c. Evaluation des charges sur la volée.

Tableau II.5.Evaluation des charges sur la volée

Matériaux	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	0.02	22	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Carrelage vertical	0.02	22	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0.25$
4-Marche	0.17	22	$22 \times 0,17 / 2 = 1.87$
5-Paillasse	0.15	25	$(25 \times 0,15) / \cos 32.62 = 4.45$
6-Enduit plâtre	0.015	14	$(14 \times 0.015) / \cos 32.62 = 0.25$
7-Gardes corps	/	/	1
			G=8.62
			Q = 2.50

• Les escaliers des deux d’entre sol

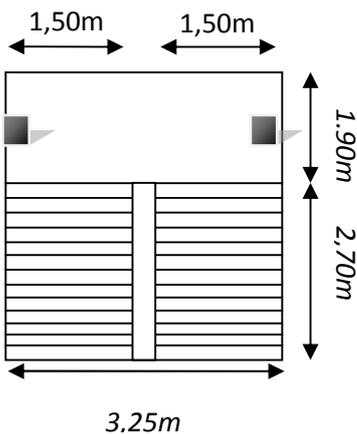


Fig.II.11A.vue en plan

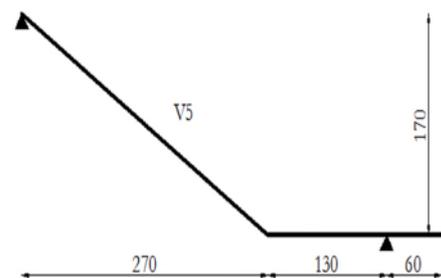


Fig. II.11.Schéma statique

On prend $n=17\text{cm}$

$n=170/17=10$ (contre marche)

$n-1=9$ (marche)

$$g=270/n-1=270/9=30\text{cm}$$

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

Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{270^2 + 170^2} + 130 + 60 = 509.06\text{cm.}$$

$$\frac{509.06}{30} \leq e \leq \frac{509.06}{20}$$

$$\Rightarrow 16.97\text{cm} \leq e \leq 25.45\text{cm} \text{ Soite } = 18\text{cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.6. Les dimensions de l'escalier

L_v (m)	H (m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	L(m)	e_p (cm)	Vérification $e_p \geq 11(\text{cm})$
2.70	1.70	10	17	30	32.21	5.0906	18	18

d. Evaluation des charges sur le palier

Tableau II.7. Evaluation des charges sur le palier

Matériaux	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.2	22	0.44
2-Mortier de pose	0.2	20	0.40
4-palier	0.18	25	4.5
5-Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			G=5.55
			Q=2.5

e. Evaluation des charges sur la volée

Tableau II.8. Evaluation des charges sur la volée.

Matériaux	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	0.02	22	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40

3-Carrelage vertical	0.02	22	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0.25$
4-Marche	0.17	22	$22 \times 0.17 / 2 = 1.87$
5-Paillasse	0.18	25	$(25 \times 0.18) / \cos 32.21 = 5.32$
6-Enduit plâtre	0.015	14	$(14 \times 0.015) / \cos 32.62 = 0.25$
7-Gardes corps	/	/	1
			G=9.49
			Q = 2.50

• Les escaliers des étages courant

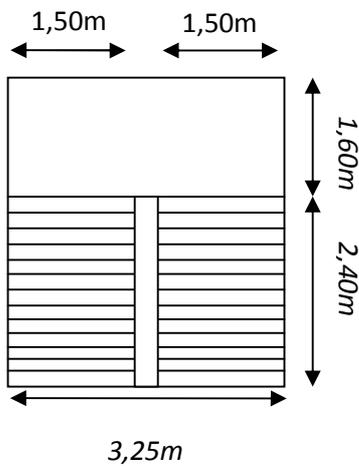


Fig. II.12A. Vue en plan

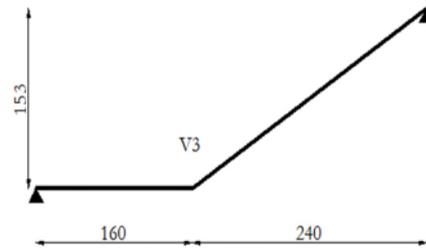


Fig.II.12B .Schema Statique

On prend $h=17\text{cm}$

$$n=153/17=9(\text{contre marche})$$

$$n-1=8(\text{marche})$$

$$g=240/8=30\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 17 \times 2 + 30 = 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \quad \text{vérifier}$$

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

Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 160 = 444.62\text{m.}$$

$$\frac{444.62}{30} \leq e \leq \frac{444.62}{20}$$

$\Rightarrow 14.82 \leq e \leq 22.23\text{cm}$ Soit $e = 15\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. II.9. Les dimensions de l'escalier

L_v (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L(m)	e_p (cm)	Vérification $e_p \geq 11(\text{cm})$
2.40	1.53	9	17	30	32.62	4.446	15	15

- **Evaluation des charges sur le palier.**

Tableau II.10. Evaluation des charges sur le palier.

Matériaux	Épaisseur (m)	densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.2	22	0.44
2-Mortier de pose	0.2	20	0.40
4-palier	0.15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			G=4.8
			Q=2.5

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.11. Evaluation des charges sur la volée.

Matériaux	Épaisseur (m)	densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	0.02	22	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Carrelage vertical	0.02	22	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0.25$
4-Marche	0.17	22	$22 \times 0.17 / 2 = 1.87$
5-Paillasse	0.15	25	$(25 \times 0.15) / \cos 32.62 = 4.45$
6-Enduit plâtre	0.015	14	$(14 \times 0.015) / \cos 32.62 = 0.25$
7-Gardes corps	/	/	1
			G=8.62
			Q = 2.50

II.3. Pr dimensionnement des éléments principaux

II.3.1 les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement se fait selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad (\text{condition de flèche})$$

$$0,3 h < b < 0,8 h$$

L_{\max} : travée maximale de la poutre (est prise entre nus d'appuis).

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

a. Les poutres principales

$$L_{\max} = 470 - 60 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.8 * 40 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 32$$

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

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications :

- selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \text{ vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \text{ vérifiée} \\ h/b = 1.3 \text{ vérifiée.} \end{array} \right. \quad [\text{RPA 99}] \text{ (Article 7.5.1)}$$

b. Les poutres secondaires

$$\frac{442}{15} \leq h \leq \frac{442}{10} \quad \Rightarrow \quad 29.46 \text{ cm} \leq h \leq 44.2$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

Soit : $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Vérifications :

- selon les recommandations du RPA 99(version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=25\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h=35\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h/b=1.4 \text{ vérifiée.} \end{array} \right. \quad \text{[RPA 99] (Article 7.5.1)}$$

II.3.2 Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné 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 vérifiant 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 rectangulaires :

- R.D.C, sous-sol : $(b, h) = (60, 65) \text{ cm}^2$.
- 1^{ère} entre sol, 2^{ème} entre sol, 1^{ère} étage: $(b, h) = (55, 60) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} étage: $(b, h) = (50, 55) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} étage: $(b, h) = (45, 50) \text{ cm}^2$.
- 8^{ème} 9^{ème} 10^{ème} étage: $(b, h) = (40, 45) \text{ cm}^2$.

II.3.3 Les voile

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 :

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

➤ $L > 4 e$ (3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

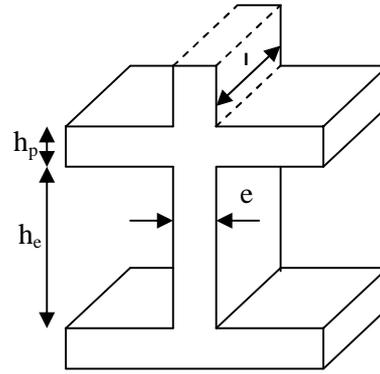


Fig. II.13 : Coupe du voile en élévation.

- Pour RDC et sous-sol :

$$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88\text{m}$$

$$e \geq 382/20 \Rightarrow e \geq 19.1$$

- Pour les 2 entre sol :

$$h_e = 3.4 - 0.20 = 3.2\text{m}$$

$$e \geq 320/20 \Rightarrow e \geq 16\text{m}$$

- Pour autres étages :

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m}$$

$$e \geq 286/20 \Rightarrow e \geq 14.3\text{m}$$

On adopte pour RDC et 2 entre sol et sous-sol l'épaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$

et pour les autre étage : $e = 15\text{cm}$

II.4. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges ont été tirées du document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

II.4.1. plancher terrasse inaccessible

Tableau II.12. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Plancher	Référent	désignation	Poids volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids G (Kn/m ²)	Surcharges Q (Kn/m ²)
	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	

Terrasse inaccessible (corps creux)	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	1
	3	Forme de pente	22	0.075	1.65	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher en corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total					5.89	

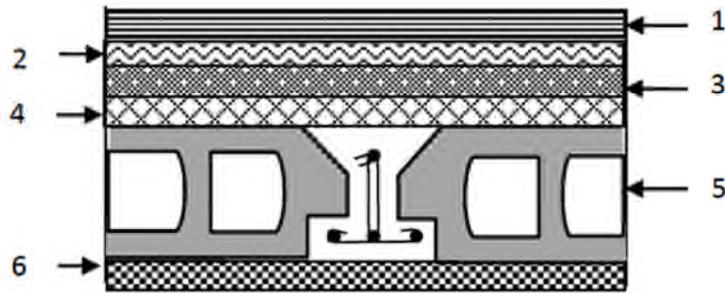


Fig. II.14 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

II.4.2. plancher étage courant

Tableau II.13. Evaluation des charges dans le plancher étage courant

Plancher	référent	désignation	Poids volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (Kn/m ²)	Surcharges Q (Kn/m ²)
plancher étage courant	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Couche de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher en corps creux	/	/	2.85	2.5 pour le plancher de Bureau
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	2.5 pour étage commercial
	6	Cloison intérieure	10	0.02	0.2	
Total					5.25	

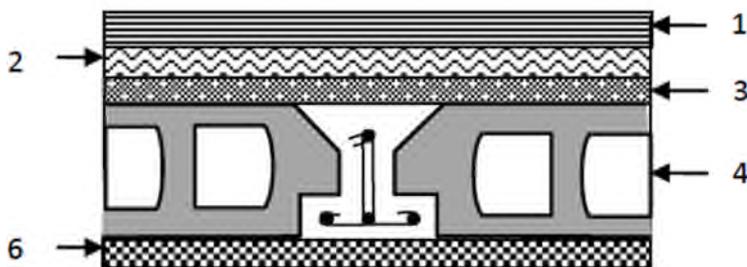


Fig. II.15 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.

Tableau II.14. Evaluation des charges dues aux murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
(1) Enduit en ciment	0.015	0,27
(2) Briques creuses	0.15	1.35
(3) Lame d'air	0.05	0,00
(4) Briques creuses	0.10	0.90
(5) Enduit de plâtre	0.015	0,15
total	/	2.67



Fig. II.16 : Coupe transversale de murs intérieurs et extérieurs

Tableau II.15 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
(1) Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.40
(2) Mortier de pose	0.02	20	0.40
(3) Lit de Sable fin	0.02	18	0.36
(4) Dalle pleine (15 cm)	0.15	25	3.75

(5) Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Total	/	/	5.19

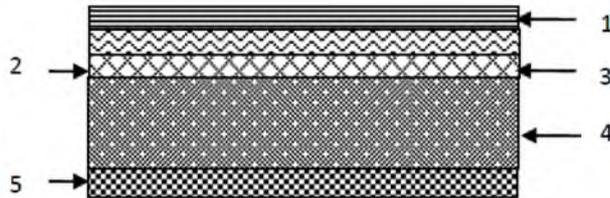


Fig. II.17 : Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine

II.5. Descente de charge

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutres, poteaux, voiles), appelée surface d'influence.

II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

1er cas : pour $n < 5$

- 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 $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2 * n) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

2eme cas :

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous la terrasse : Q_0 .

- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement supérieure :..... $Q_0+Q+0.9Q$.
- Sous l'étage immédiatement supérieure :..... $Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservé pour les étages inférieurs suivants. Dans notre étude la situation adéquate correspond au 1^{er} cas.

II.5.2. Evaluation des charges sur les éléments porteurs

- **Sous-sol et RDC**

On fixe la section des poteaux de $(0,60 \times 0,65) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,6 \times 0,65 \times 4,08 \times 25 = 39,78 \text{ KN}$$

- **Les 2 entre sol**

On fixe la section des poteaux de $(0,55 \times 0,60) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,55 \times 0,60 \times 3,4 \times 25 = 28,05 \text{ KN}$$

- **1^{er} étage**

On fixe la section des poteaux de $(0,55 \times 0,60) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,55 \times 0,60 \times 3,06 \times 25 = 25,25 \text{ KN}$$

- **2^{eme} 3^{eme} 4^{eme} étage**

On fixe la section des poteaux de $(0,50 \times 0,55) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,50 \times 0,55 \times 3,06 \times 25 = 21,04 \text{ KN}$$

- **5^{eme} 6^{eme} 7^{eme} étage**

On fixe la section des poteaux de $(0,45 \times 0,50) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 17,21 \text{ KN}$$

- **8^{eme} 9^{eme} 10^{eme} étage**

On fixe la section des poteaux de $(0,40 \times 0,45) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,40 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 13,77 \text{ KN}$$

Pour les poutres principales et secondaires

$$PP (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{pp}} = 0,30 \times 0,40 \times (1,575 + 1,945) \times 25 = 10,56 \text{ KN}$$

$$PS (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$P_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times (1,945 + 1,545) \times 25 = 9.2 \text{ KN}$$

II.5.3. Surface afférente du poteau central (A)

Pour les charges permanentes :

$$S = (1.775 + 1.775) \times (1.955 + 1.55) = 12.44 \text{ m}^2$$

Pour les charges d'exploitation :

$$S_{\text{terrasse}} = (3.55 + 0.3) \times (3.505 + 0.3) = 14.65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{etage}} = (1.775 + 1.775) \times (1.955 + 1.55) = 12.44 \text{ m}^2$$

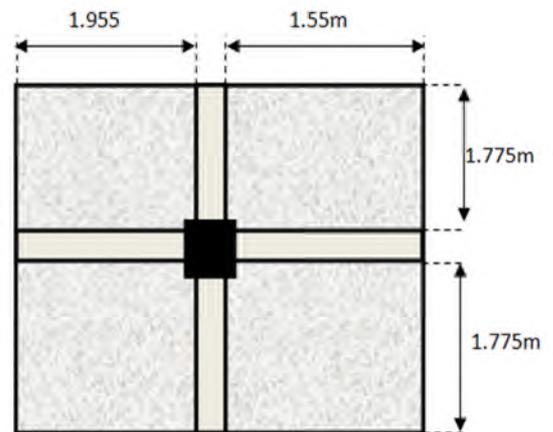


Fig.II.18. Surface afférent du poteau centrale(A)

- **Enonce de la loi de dégression : DTR B.2.2(Art. IV.6.3)**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression énonce que les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans la proportion indiquées ci-dessous :

- Pour la terrasse.... Q_0
- Pour le dernier étage.... Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur... $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur... $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu' à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

$$N^014 : Q_0 = 14.65 \times 1 = 14.65 \text{ KN}$$

$$N^013 : Q_1 = 14.65 + (1.5 \times 12.44) = 33.31 \text{ KN}$$

$$N^012 : Q_2 = 33.31 + (0.9 \times 18.66) = 50.104 \text{ KN}$$

$$N^011 : Q_3 = 50.104 + (0.8 \times 18.66) = 65.032 \text{ KN}$$

$$N^010 : Q_4 = 65.032 + (0.7 \times 18.66) = 78.094 \text{ KN}$$

$$N^009 : Q_5 = 78.094 + (0.6 \times 18.66) = 89.29 \text{ KN}$$

$$N^008 : Q_6 = 89.29 + (0.5 \times 18.66) = 98.62 \text{ KN}$$

$$N^007 : Q_7 = 98.62 + (0.5 \times 18.66) = 107.95 \text{ KN}$$

$$N^006 : Q_8 = 107.95 + (0.5 \times 18.66) = 117.28 \text{ KN}$$

$$N^005 : Q_9 = 117.28 + (0.5 \times 18.66) = 126.61 \text{ KN}$$

$$N^004 : Q_{10} = 126.61 + (0.5 \times 18.66) = 135.94 \text{ KN}$$

$$N^003 : Q_{11} = 135.94 + (12.44 \times 2.5) = 167.04 \text{ KN}$$

$$N^002 : Q_{12} = 167.04 + (12.44 \times 2.5) = 198.14 \text{ KN}$$

$$N^001 : Q_{13} = 198.14 + (12.44 \times 5) = 260.34 \text{ KN}$$

Tableau. II.16. Descente de charge du poteau central.

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°14	Plancher terrasse inaccessible	66.38	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	13.77	
Total		100.01	11.27
N°13	Venant de N°14	100.01	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	13.77	
	Plancher étage courant	65.31	
Total		198.95	33.31
N°12	Venant de N°13	198.95	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	13.77	
	Plancher étage courant	65.31	
Total		297.89	50.104
N°11	Venant de N°12	297.89	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	65.31	
Total		400.27	65.032
N°10	Venant de N°11	400.27	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	65.31	
total		502.65	78.094
N°09	Venant de N°10	502.65	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	65.31	
total		605.03	89.29
N°08	Venant de N°09	605.03	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	65.31	
total		711.24	98.62
N°07	Venant de N°08	711.24	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	65.31	

total		817.45	107.95
N°06	Venant de N°07	817.45	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	65.31	
total		923.66	117.28
N°05	Venant de N°06	923.66	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	25.25	
	Plancher étage courant	65.31	
total		1034.08	126.61
N°04	Venant de N°05	1034.08	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	28.05	
	Plancher étage courant	65.31	
total		1147.3	135.94
N°03	Venant de N°02	1147.3	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	28.05	
	Plancher étage courant	65.31	
total		1260.52	167.04
N°02	Venant de N°03	1260.52	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	39.78	
	Plancher étage courant	65.31	
total		1385.47	198.14
N°01	Plancher de sous-sol	65.31	
	Venant de N°02	1385.47	
	Poutres principales	10.65	
	Poutres secondaires	9.21	
	Poteaux	39.78	
Total		1510.42	260.34

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 (1510.42) + 1.5 (260.34) = 2429.58 \text{ KN}$$

$$P_u = 2429.58 \text{ KN}$$

Selon le BAEL (Art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1.1 \times N_u \rightarrow N_u = 1.1 \times 2429.58 = 2672.54 \text{ KN}$$

II.5.4. Surface afférente du poteau contenta un escalier (B)

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.775 + 0.3 + 1.775) \times (1.55 + 0.3 + 1.625) = 13.378 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = 2(1.775) * 1.55 + (1.625 \times 0.775) = 6.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 1.625 * (1 + 1.775) = 4.51 \text{ m}^2$$

- **Enonce de la loi de dégression : DTR B.2.2(Art. IV.6.3)**

L'osque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression énonce que les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans la proportion indiquées ci-dessous :

- Pour la terrasse.... Q_0
- Pour le dernier étage.... Q
- Pour l'étage immédiatement inferieur... $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement.... $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu' a $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inferieure suivant.

$$N^014 : Q_0 = 13.378 \times 1 = 13.378 \text{ KN}$$

$$N^013 : Q_1 = 13.378 + (1.5 \times 8.38) = 25.948 \text{ KN}$$

$$N^012 : Q_2 = 25.948 + 0.9[(8.38 \times 1.5) + (2.88 \times 2.5)] = 43.741 \text{ KN}$$

$$N^011 : Q_3 = 43.741 + (0.8 \times 19.77) = 59.557 \text{ KN}$$

$$N^010 : Q_4 = 59.55 + (0.7 \times 19.77) = 73.389 \text{ KN}$$

$$N^009 : Q_5 = 73.389 + (0.6 \times 19.77) = 85.251 \text{ KN}$$

$$N^008 : Q_6 = 85.251 + (0.5 \times 19.77) = 95.136 \text{ KN}$$

$$N^007 : Q_7 = 95.136 + (0.5 \times 19.77) = 105.021 \text{ KN}$$

$$N^006 : Q_8 = 105.021 + (0.5 \times 19.77) = 114.906 \text{ KN}$$

$$N^005 : Q_9 = 114.906 + (0.5 \times 19.77) = 124.791 \text{ KN}$$

$$N^004 : Q_{10} = 124.791 + (0.5 \times 19.77) = 134.676 \text{ KN}$$

$$N^003 : Q_{11} = 134.676 + (8.38 \times 2.5) + (2.5 \times 2.88) = 162.826 \text{ KN}$$

$$N^002 : Q_{12} = 162.826 + (8.38 \times 2.5) + (2.5 \times 2.88) = 190.976 \text{ KN}$$

$$N^001 : Q_{13} = 190.976 + (8.38 \times 5) + (2.5 \times 2.88) = 240.076 \text{ KN}$$

Tableau. II.17. Descente de charge du poteau.(B)

N^0	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N^014	Plancher terrasse inaccessible	78.79	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	13.77	
Total		112.32	13.378
	Venant de N^014	112.32	

N ⁰ 13	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	13.77	
	Plancher étage courant	43.995	
	Total	189.85	25.948
N ⁰ 12	Venant de N ⁰ 13	189.85	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	13.77	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	300.05	43.741	
N ⁰ 11	Venant de N ⁰ 12	300.05	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	413.675	59.557	
N ⁰ 10	Venant de N ⁰ 11	413.675	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	527.3	73.389	
N ⁰ 09	Venant de N ⁰ 10	527.3	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	17.21	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	640.93	85.251	
N ⁰ 08	Venant de N ⁰ 09	640.93	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	758.39	95.136	
N ⁰ 07	Venant de N ⁰ 08	758.39	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total	875.85	105.021	
N ⁰ 06	Venant de N ⁰ 07	875.85	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	

	Poteaux	21.04	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total		993.31	114.906
N ⁰ 05	Venant de N ⁰ 06	993.31	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	25.25	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	32.66	
Total		1114.98	124.791
N ⁰ 04	Venant de N ⁰ 05	1114.98	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	28.05	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	36.39	
Total		1243.17	134.676
N ⁰ 03	Venant de N ⁰ 02	1243.17	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	28.05	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	36.39	
Total		1371.37	162.826
N ⁰ 02	Venant de N ⁰ 03	1371.37	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	39.78	
	Plancher étage courant	43.995	
	Escalier	20.31	
Total		1495.21	190.976
N ⁰ 01	Venant de N ⁰ 02	1495.21	
	Poutres principales	10.56	
	Poutres secondaires	9.2	
	Poteaux	39.78	
	Plancher sous-sol	43.995	
Total		1598.75	240.076

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 (1598.75) + 1.5 (240.076) = 2304.69 \text{ KN}$$

$$P_u = 2518.43 \text{ KN}$$

Selon le BAEL (Art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1.1 \times N_u \rightarrow N_u = 1.1 \times 2518.43 = 2770.27 \text{ KN}$$

II.5. 5.Vérification

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau central qu'est le plus sollicité sous charges verticales.

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

Le critère de résistance.

Le critère de stabilité de forme.

Les règles du RPA99/2003.

- **L'effort normal ultime :**

$$P_u = 1.35 (1510.42) + 1.5 (260.34) = 2429.58 \text{ KN}$$

$$P_u = 2429.58 \text{ KN}$$

Selon le BAEL (Art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1.1 \times N_u \rightarrow N_u = 1.1 \times 2429.58 = 2672.54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u^* = 2672.54 \text{ KN}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2672.54}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.19 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.19 \text{ m}^2$$

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

Tableau II.18. Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N_u^* (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC	2672.54×10^{-3}	3900×10^{-4}	6.85	Vérifiée
2 enter sol et 1 ^{ème} étage	2140.77×10^{-3}	3300×10^{-4}	6.48	Vérifiée

2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1578.71×10^{-3}	2750×10^{-4}	5.74	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1106.57×10^{-3}	2250×10^{-4}	4.92	Vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	641.55×10^{-3}	1800×10^{-4}	3.56	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.

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

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

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 $As = 1\% \times Br.$

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

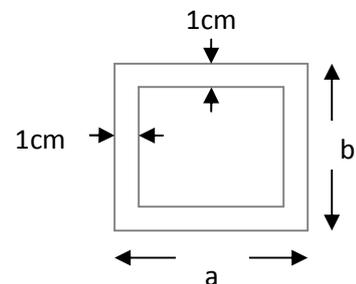


Fig. II.19. Section brute

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau. II.19.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)
60×65	3900	368	257.6	18.76	0.8	3654	2672.54	1518.49
55×60	3300	300	210	21.21	0.79	3074	2140.77	1231.74
55×60	3300	266	186.2	18.80	0.8	3074	1578.71	896.994
50×55	2750	266	186.2	26.86	0.76	2544	1106.57	661.824
45×50	2250	266	186.2	39.72	0.69	2064	641.55	422.628

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

II.6.Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences données par RPA99/2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Les poteaux ont été vérifiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau central.

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- R.D.C, sous-sol : (b, h) = (60,65) cm².
- 1^{ère} entre sol, 2^{ème} entre sol, 1^{ère} étage: (b, h) = (55, 60) cm².
- 2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} étage: (b, h) = (50, 55) cm².
- 5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} étage: (b, h) = (45, 50) cm².
- 8^{ème} 9^{ème} 10^{ème} étage: (b, h) = (40, 45) cm².

III.1. Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère, et l'ascenseur.

III.2. Calcul des Planchers :

III.2.1 Planchers à corps creux

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation et doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ✓ Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- ✓ Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- ✓ L'isolation thermique et acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

III.2.1.1 .Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, elles sont considérées comme des poutres sur plusieurs appuis. On utilise deux méthodes

- ✓ Méthode Forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

A. Méthode Forfaitaire

A.1.Domaine d'application

Pour déterminer les moments sur les appuis et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- ✓ Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
- ✓ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN).

A.2.Application de la méthode

Valeurs des moments :

Les valeurs de moments en travées M_t et sur les appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3) M_0)$
- b. $M_t \geq (1+0.3) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- c. $M_t \geq (1.2+0.3)M_0/2$ dans une travée de rive.

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.

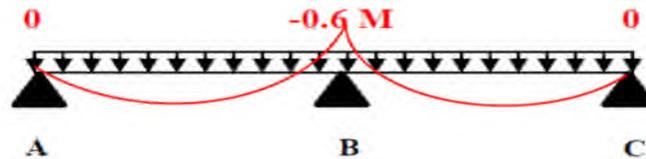


Fig. III.1: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

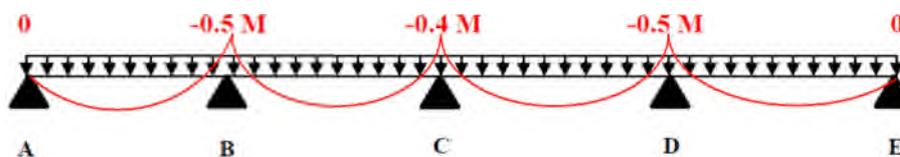


Fig. III.2: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

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 :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• **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

B. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevée $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

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 :

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

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 :**

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

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 8 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
3 ^{ème} type	
2 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	
8 ^{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 :**

$G = 5.89 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,89 + 1) \times 0,65 = 4,48 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,25 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,25 + 1,5) \times 0,65 = 4,39 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage commercial:**

$$G = 5,25 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,25 + 2,5) \times 0,65 = 5,038 \text{ KN/ml.}$$

• **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	5,89	1,0	9,45	6,14	6,89	4,48
Plancher Etage courant	5,25	1,5	9,34	6,07	6,75	4,39
Plancher étage commercial	5,25	2,5	10,84	7,05	7,75	5,038

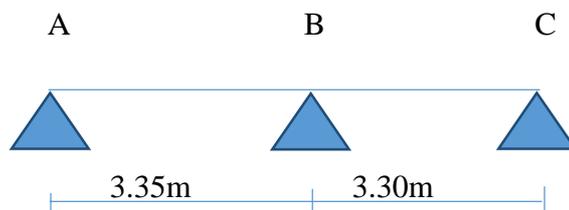
Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type 1.

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

Exemples de calcul :

• **Application de la méthode forfaitaire pour le 1^{ère} type de plancher d’étage courant :**

Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).



a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,25, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.

- $L_i/l_{i+1} = 3.35/3.30 = 1.01$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $F.P.N$vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées.

b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$p_u = 6.06 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

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

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

• Calcul des moments isostatiques :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.06 \times (3.35)^2}{8} = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.06 \times (3.30)^2}{8} = 8.25 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.35)^2}{8} = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.30)^2}{8} = 5.97 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS) (KN.m)
A-B	8.5	6.16
B-C	8.25	5.97

• Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(8.5; 8.25) = -5.1 \text{ KNm}.$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(6.16; 5.97) = -3.7 \text{ KNm}$$

• **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.25} = 0.22$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.22 = 1.066$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} = 0.633$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + M_d}{2} \geq \text{Max}(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times \alpha)}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.511 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.38 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.511, 5.38) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.511 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{5.1+0}{2} \geq (1+0.3 \times 0.22) \times 8.25 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} \times 8.25 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.22 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.24, 5.22) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.24 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.06 \times 3.35}{2} = 10.15 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -11.67 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.06 \times 3.3}{2} = 11.5 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -10 \text{ KN}$$

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

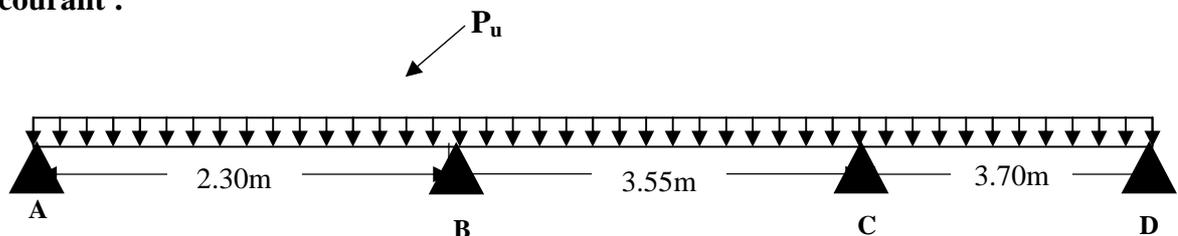
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 1	AB	3.35	6.06	8.50	0	5.10	6.511	10.15	-11.67
	BC	3.30	6.06	8.25	5.10	0	6.24	11.5	-10

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	AB	3.35	4.39	6.16	0	3.70	3.90
	BC	3.30	4.39	5.97	3.70	0	4.15

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de poutrelles d'étage courant :



$L_i/L_{i+1} = 2.30/3.55 = 0.64 \notin [0.8; 1.25]$ Condition non vérifiée.

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

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.25 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.53 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.53 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.30 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.55 = 2.84 \text{ m.}$$

$$M_B = - \frac{4.53 \times (2.30^3 + 2.84^3)}{8.5 \times (2.30 + 2.84)} = -3.64 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.53 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.55 = 2.84 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.70 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{4.53 \times (2.84^3 + 3.70^3)}{8.5 \times (2.84 + 3.70)} = -5.99 \text{ KN.m}$$

- **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 :

$$x = \frac{2.30}{2} - \frac{0 - (-3.64)}{6.06 \times 2.30} = 0.89m$$

$$M_0(x) = \frac{6.06 \times 0.89}{2} \times (2.30 - 0.89) = 3.80KN.m$$

$$M_{TAB}(x) = 3.80 + \left(-3.64 \times \frac{0.89}{2.30}\right) = 2.39KN.m$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{-3.64 - (-5.99)}{6.06 \times 3.55} = 1.66m$$

$$M_0(x) = \frac{6.06 \times 1.66}{2} \times (3.55 - 1.66) = 9.5KN.m$$

$$M_{TBC}(x) = 9.5 - 3.64 \times \left(1 - \frac{1.66}{3.55}\right) - 5.99 \times \frac{1.66}{3.55} = 4.76KN.m$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.7}{2} - \frac{-5.99 - 0}{6.06 \times 3.7} = 2.11m$$

$$M_0(x) = \frac{6.06 \times 2.11}{2} \times (3.7 - 2.11) = 10.16KN.m$$

$$M_{TCD}(x) = 10.16 - 5.99 \times \left(1 - \frac{2.11}{3.7}\right) = 7.59KN.m$$

• **Effort tranchant :**

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

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.06 \times 2.30}{2} + \frac{-3.64 - 0}{2.30} = 5.38KN$$

$$V_B = -\frac{6.06 \times 2.30}{2} + \frac{-3.64 - 0}{2.30} = -8.54KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.06 \times 3.55}{2} + \frac{-5.99 + 3.64}{3.55} = 10.09KN$$

$$V_c = \frac{-6.06 \times 3.55}{2} + \frac{-5.99 + 3.64}{3.55} = -11.41 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_c = \frac{6.06 \times 3.7}{2} + \frac{0 + 5.99}{3.7} = 12.83 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{6.06 \times 3.7}{2} + \frac{0 + 5.99}{3.7} = -9.59 \text{KN}$$

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type2)

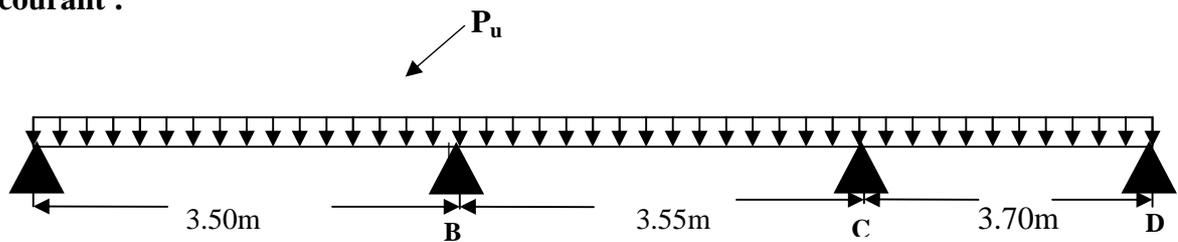
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	2.30	6.06	3.80	0	-3.64	2.39	5.38	-8.54
	BC	3.55	6.06	9.50	-3.64	-5.99	4.76	10.09	-11.41
	CD	3.70	6.06	10.16	-5.99	0	7.59	12.38	-9.59

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	2.30	4.39	2.76	0	-2.60	0.89	1.75
	BC	3.55	4.39	6.88	-2.60	-4.30	1.66	3.48
	CD	3.70	4.39	7.36	-4.30	0	2.11	5.51

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

- **Application de la méthode forfaitaire pour le troisième type de poutrelles d'étage courant :**



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.25, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.50 / 3.55 = 0.98$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $F.P.N.$vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont tous vérifiées.

Tableau III.8. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.50	6.06	9.28	0	-4.77	7.50	10.605	-11.66
	BC	3.55	6.06	9.54	-4.77	-5.18	5.19	11.83	-11.83
	CD	3.70	6.06	10.37	-5.18	0	8.46	12.33	-11.21

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

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _S (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.50	4.39	6.72	0	-3.45	5.43
	BC	3.55	4.39	6.91	-3.45	-3.75	3.76
	CD	3.70	4.39	7.51	-3.75	0	6.13

Application de la méthode de Caquot pour le quatrième type de plancher d'étage courant :

$$- L_i / l_{i+1} = 3.35/4.70 = 0.712 \text{ n'est pas compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots \text{ pas vérifiée.}$$

Tableau III.10. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X (m)
Type4	AB	3.30	6.06	8.03	0.00	-5.27	5.83	8.40	-11.59	1.38
	BC	3.70	6.06	10.37	-5.27	-4.87	5.32	11.32	-11.10	1.87
	CD	3.85	6.06	11.23	-4.87	-4.48	6.57	11.76	-11.56	1.94
	DE	3.35	6.06	8.36	-4.48	-8.89	1.96	8.83	-11.46	1.46
	EF	4.70	6.06	16.44	-8.89	0.00	12.58	16.13	-12.35	2.66

Tableau III.11. Sollicitations l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.30	4.39	5.82	0.00	-3.77	4.23
	BC	3.70	4.39	7.51	-3.77	-3.49	3.87
	CD	3.85	4.39	8.13	-3.49	-3.21	4.77
	DE	3.35	4.39	6.05	-3.21	-6.37	1.46
	EF	4.70	4.39	11.91	-6.37	0.00	9.14

Application de la méthode forfaitaire pour le 5^{eme} type de poutrelle d'étage courant :

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.35	6.06	8.514	0	-6.401	8.514	10.15	-11.67
	BC	3.75	6.06	10.668	-6.401	0	10.668	13.06	-11.36

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.35	4.39	6.156	0	-4.628	4.252
	BC	3.75	4.39	7.713	-4.628	0	5.913

Application de la méthode de Caquot pour le 6^{ème} type de poutrelles d'étage courant :

- $L_i / l_{i+1} = 3.35/4.24 = 0.79$ n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.....pas vérifiée.

Tableau III.14. Sollicitations l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X(m)
Type 6	AB	4.51	6.06	15.12	0.00	-8.40	11.515	11.80	-15.53	1.948
	BC	3.70	6.06	10.29	-8.40	-4.87	3.824	12.17	-10.25	2.007
	CD	3.85	6.06	11.23	-4.87	-4.48	6.566	11.70	-11.56	1.941
	DE	3.35	6.06	8.44	-4.48	-7.36	2.651	9.29	-11.01	1.534
	EF	4.24	6.06	13.37	-7.36	0.00	10.207	14.58	-11.11	2.406

Tableau III.15. Sollicitations l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	4.51	4.39	10.95	0.00	-6.02	8.34
	BC	3.70	4.39	7.46	-6.02	-3.49	2.80
	CD	3.85	4.39	8.13	-3.491	-3.21	4.77
	DE	3.35	4.39	6.11	-3.21	-5.27	1.95
	EF	4.24	4.39	9.69	-5.27	0.00	7.40

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type7)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 7	AB	3.50	6.14	9.404	0	- 4.839	7.457	10.75	-11.825
	BC	3.55	6.14	9.677	- 4.839	- 4.205	5.639	11.99	-11.99
	CD	3.70	6.14	10.512	- 4.205	- 4.553	6.659	11.365	-11.365
	DE	3.85	6.14	11.382	- 4.553	- 4.553	7.398	11.825	-11.825
	EF	3.35	6.14	8.617	- 4.553	- 4.309	4.617	11.318	-11.318
	FG	3.30	6.14	8.368	- 4.309	0	6.626	11.14	-10.136

Tableau II.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type 7) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 7	AB	3.50	4.48	6.858	0	-3.528	5.437
	BC	3.55	4.48	7.056	- 3.528	- 3.066	4.112
	CD	3.70	4.48	7.665	- 3.066	- 3.32	4.855
	DE	3.85	4.48	8.299	- 3.32	- 3.32	5.394
	EF	3.35	4.48	6.283	- 3.32	- 3.142	3.366
	FG	3.30	4.48	6.097	- 3.142	0	4.831

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type8) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 8	AB	2.30	6.14	4.062	0	-4.839	2.526	7.064	-7.064
	BC	3.55	6.14	9.677	-4.839	-4.205	5.639	11.994	-11.994
	CD	3.70	6.14	10.512	-4.205	-4.553	6.659	11.365	-11.365
	DE	3.85	6.14	11.382	-4.553	-4.553	7.398	11.825	-11.825
	EF	3.35	6.14	8.617	-4.553	-5.399	4.496	11.318	-11.318
	FG	3.75	6.14	10.798	-5.399	0	8.638	12.67	11.518

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type8) :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 8	AB	2.30	4.48	2.962	0	-3.528	1.842
	BC	3.55	4.48	7.056	-3.528	-3.066	4.112
	CD	3.70	4.48	7.665	-3.066	-3.32	4.855
	DE	3.85	4.48	8.299	-3.32	-3.32	5.394
	EF	3.35	4.48	6.283	-3.32	-3.937	3.278
	FG	3.75	4.48	7.873	-3.937	0	6.298

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.35	7.044	9.881	0	-5.929	7.874	11.799	-13.568
	BC	3.30	7.044	9.589	-5.929	0	7.554	13.365	-11.623

Tableau II.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.35	5.038	9.881	0	-4.24	5.632
	BC	3.30	5.038	9.589	-4.24	0	5.403

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X(m)
Type 2	AB	2.30	7.044	4.395	0	-4.422	2.709	6.178	-10.023	0.877
	BC	3.55	7.044	11.049	-4.422	-7.29	5.287	11.695	-13.31	1.66
	CB	3.70	7.044	11.778	-7.29	0	8.685	15.002	-11.061	2.13

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	2.30	5.038	3.144	0	-3.131	1.95
	BC	3.55	5.038	7.903	-3.131	-5.161	3.823
	CB	3.70	5.038	8.424	-5.161	0	6.234

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.50	7.044	10.786	0	-5.549	9.057	12.327	-13.559
	BC	3.55	7.044	11.097	-5.549	-6.027	6.384	13.753	-13.753
	CB	3.70	7.044	12.054	-6.027	0	10.209	14.335	13.031

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.50	5.037	7.714	0	-3.968	6.477
	BC	3.55	5.037	7.936	-3.968	-4.311	4.565
	CB	3.70	5.037	8.621	-4.311	0	7.301

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X(m)
Type 4	AB	3.30	7.044	9.35	0	-6.406	6.653	9.68	-13.56	1.374
	BC	3.70	7.044	12.04	-6.406	-5.918	5.893	13.519	-12.54	1.869
	CD	3.85	7.044	13.04	-5.918	-5.454	7.366	13.68	-13.43	1.942
	DE	3.35	7.044	9.69	-5.454	-10.808	1.932	10.2	-13.39	1.448
	EF	4.70	7.044	19.06	-10.81	0	14.422	18.85	-14.25	2.676

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.30	5.037	5.16	0	-4.535	4.778
	BC	3.70	5.037	6.67	-4.535	-4.19	4.26
	CD	3.85	5.037	7.23	-4.19	-3.861	5.31
	DE	3.35	5.037	9.699	-3.861	-7.652	1.438
	EF	4.70	5.037	19.06	-7.652	0	10.348

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.35	7.044	9.881	0	-7.429	7.124	11.799	-12.938
	BC	3.75	7.044	12.382	-7.429	0	9.867	15.189	13.208

Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.35	5.038	7.067	0	-5.314	5.095
	BC	3.75	5.038	8.856	-5.314	0	7.057

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	4.51	7.044	17.909	0	-8.955	15.167	15.884	-17.47
	BC	3.70	7.044	12.054	-8.955	-5.22	6.611	17.473	-14.34
	CD	3.85	7.044	13.051	-5.22	-5.22	9.096	13.56	-13.56
	DE	3.35	7.044	9.881	-5.22	-7.915	5.419	-13.56	-12.97
	EF	4.24	7.044	15.829	-7.915	0	13.405	16.427	14.933

Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Plancher commercial (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	4.51	5.038	12.809	0	-6.405	10.848
	BC	3.70	5.038	8.621	-6.405	-3.734	4.728
	CD	3.85	5.038	9.334	-3.734	-3.734	6.504
	DE	3.35	5.038	7.067	-3.734	-5.661	3.876
	EF	4.24	5.038	11.321	-5.661	0	9.588

- **Ferraillage des poutrelles :**

- **Exemple de calcul étage courant (type4)**

$$M_t = 12.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -8.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^l, M_0^r) = -2.466 \text{ KN.m}$$

$$V = 16.13 \text{ KN}$$

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.

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

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.054$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

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

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

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

$$M_u = 8.89 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.89 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.193$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}) = 0.270 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.270) / 0.270] = 9.46 \times 10^{-3}$$

$$\xi_{st} = 9.46 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.160 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.70 \times 10^{-3}}{0.160 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$M_u = 2.466 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.466 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.054$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.466 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

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

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

Vérifications ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\max} = 16.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.13 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.896 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement

- **Ferraillage 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 ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

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

- **Espacement S_t :**

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.896 - 0.3 \times 2.1)} = 68.57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 68.57 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3) = (16.2; 68.57; 57)$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **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)

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.05 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de 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).

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{m}^2.$$

$$1.15 \times 16.13 \times 10^{-3} / 400 = 0.46 \text{cm}^2$$

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

Appuis intermédiaires :

On doit vérifier que :

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

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

$$1.15 / 400 [(16.13 - 8.89) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18] = 1.28 \text{cm}^2$$

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

- **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).

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

$V_u = 0.01613 \text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Vérfications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.
- ✓ État limite de compression du béton.

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 pour le restant des calculs on prend $A' = 0.79 \text{cm}^2$.

- **État limite d'ouverture des fissures :**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad (\text{Art A.4.5.2}).$$

En travée : $A=2.36 \text{ cm}^2$; $M_{ser}= 9.14 \text{ KN.m}$

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 le calcul est assimilé à une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0$

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

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

Calcul de I :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.55 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = - 6.37 \text{ KN.m} < 0 \rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

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

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

A prés résolutions de l'équation (2) : $y = 7.702 \text{ cm}$

Calcul de I :

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

$$I = 12953.46 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.37 \times 10^{-3}}{12953.46 \times 10^{-8}} \times 7.702 \times 10^{-2} = 3.79 \text{ MPa}$$

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

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL 91 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

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.043 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{non vérifié}$$

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 :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

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 :

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

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

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

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

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

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$ déformation différée.

• **Calcul des modules de déformations E_i et E_v :**

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

$E_v = 10818.86 \text{ MPA}$.

$E_i = 3 \times E_v$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 32456.59 \text{ MPA}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.25 = 3.412 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.25 + 1.5) = 4.388 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 5.32 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{gser} = 7.25 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{pser} = 9.33 \text{KN} \cdot m$$

$$\text{Avec : } M_q = \frac{W \times q \times L^2}{8} \text{ et } W = \frac{M_T}{M_0} = 0.77$$

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

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

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

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

$$\rho = 0.013 \text{ Avec } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.013} = 3.28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.28 = 1.312$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{5.32 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 135.09 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{7.25 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 184.10 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{9.33 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} = 236.92 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 135.09 + 2.1} = 0.6 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 184.10 + 2.1} = 0.68 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 236.92 + 2.1} = 0.75 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.6} = 6862.60 \text{cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.68} = 6305.16 \text{cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.28 \times 0.75} = 5886.76 \text{cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 1.312 \times 0.68} = 10764.52 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.32 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32456.59 \times 6862.60 \times 10^{-8}} = 0.0053$$

$$f_{gi} = \frac{7.25 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32456.59 \times 6305.16 \times 10^{-8}} = 0.0078$$

$$f_{pi} = \frac{9.33 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32456.59 \times 5886.76 \times 10^{-8}} = 0.011$$

$$f_{gv} = \frac{9.33 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 10818.86 \times 10764.52 \times 10^{-8}} = 0.0177$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0177 - 0.0053 + 0.011 - 0.0078 = 0.0156 \text{ m}$$

$\Delta f_f = 1.56 \text{ cm} > 0.94 \text{ cm}$ la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. 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)
4.58	11239	20405	9480.3	8751.9	8319	13805	0.89	0.94

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.33. Le ferrailage des différentes poutrelles

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.41	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appui intermédiaires	1,54	2HA10 = 1.57	2HA6 = 0,57
	Travée	2.107	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0,57
Plancher commercial	Appuis de rive	0.442	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.606	1HA12 + 1HA10 = 1.92	2HA6 = 0,57
	Travée	2.49	3HA12 = 3.39	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0.40	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	1.92	1HA12 + 1HA10 = 1.92	2HA6 = 0.57
	Travée	2.05	3HA12 = 3.39	2HA6 = 0.57

Tableau III.34. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher d'étage courant			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher commercial			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **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.*

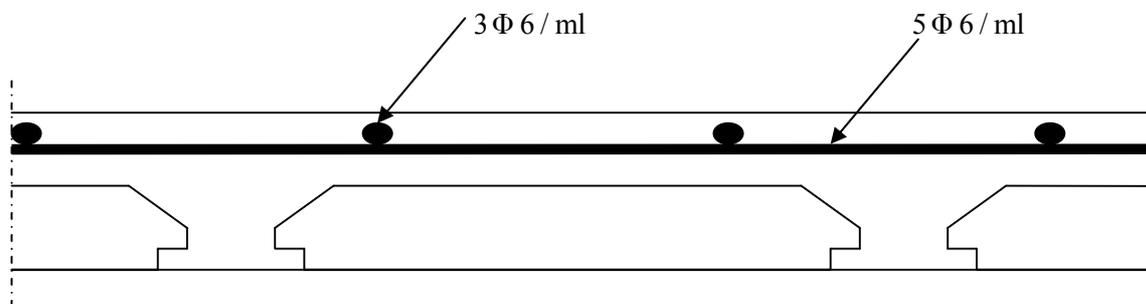


Fig. III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Dalles pleines :

III.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 14 cm et qu'ils sont définis en deux types :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis

- **Dalle sur deux appuis :**

• **Evaluation des charges :**

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.26 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.20}{3.65} = 0.33 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens L_x , comme une console.

P=1 KN/m : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

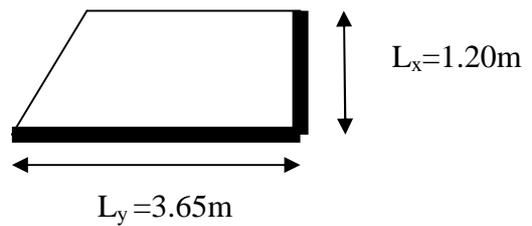


Fig. III.4 : Dalle sur deux appuis

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5 = 12.26 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.19 + 3.5 = 8.69 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{12.26 \times 1.20^2}{2} + (1.35 \times 1.20) = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12.26 \times 1.20 + 1.35 = 16.06 \text{ KN}$$

Ferraillage :

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=13\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

Tableau .III.35. Ferraillage de la dalle pleine sur 02 appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
10.45	0.043	0.055	0.127	2.36	5HA10=3.93	20

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²

Avec $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2.$$

$1,57\text{cm}^2 < 3,93\text{cm}^2$condition vérifiée.

Vérification à l'ELU :

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,124\text{MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}.$$
 condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8,69 \times 1,20^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,46\text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 0,13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,163\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5975,4\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,95\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.....Vérifiée$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 192\text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ C'est vérifié.}$$

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00261 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est nécessaire.

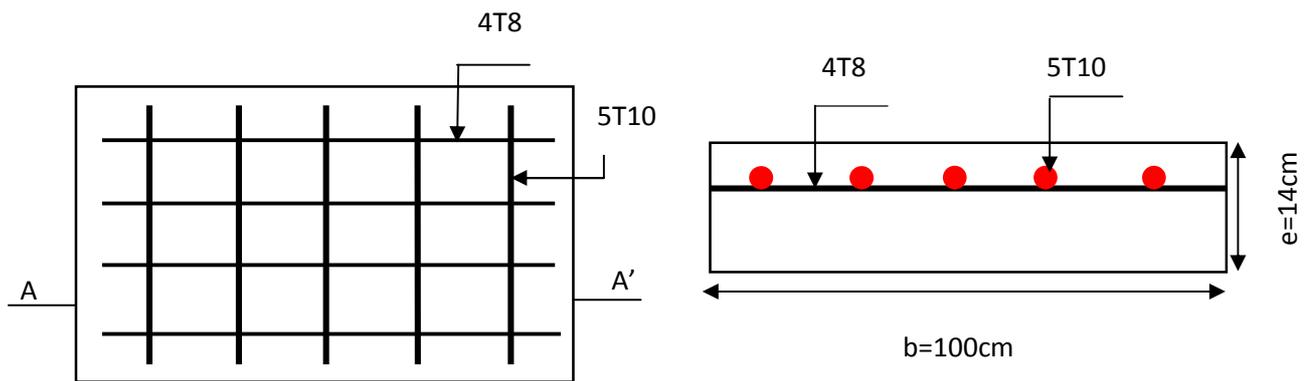


Schéma de ferrailage.

Coupe A-A détail de ferrailage.

- **Dalle sur trois appuis :**

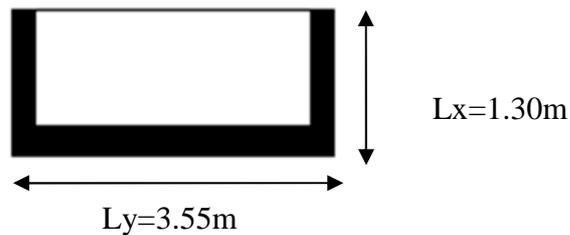


Fig. III.5 : Dalle sur deux appuis

a.1) Calcul des sollicitations :

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

➤ **Charges permanentes :**

$$G = 5.19 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.26 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = 8.69 \text{KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.3 < \frac{l_y}{2} = 1.775 \text{m}$$

$$\rho = \frac{1.30}{3.55} = 0.36 < 0.4$$

Donc la dalle travaille selon un seul sens L_x , comme une console.

P=1 KN/m : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5 = 12.26 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.19 + 3.5 = 8.69 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{12.26 \times 1.30^2}{2} + (1.35 \times 1.30) = 12.11 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12.26 \times 1.30 + 1.35 = 17.29 \text{ KN}$$

Ferraillage :

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=13\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

Tableau. III.36. Le ferraillage de la dalle pleine sur 03 appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
12.11	0.05	0.065	0.127	2.74	5HA10=3.93	20

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²

$$\text{Avec } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$1.57 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELU :

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.69 \times 1,30^2}{2} + 1 \times 1,3 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.163 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5975.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 213.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00261 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est nécessaire.

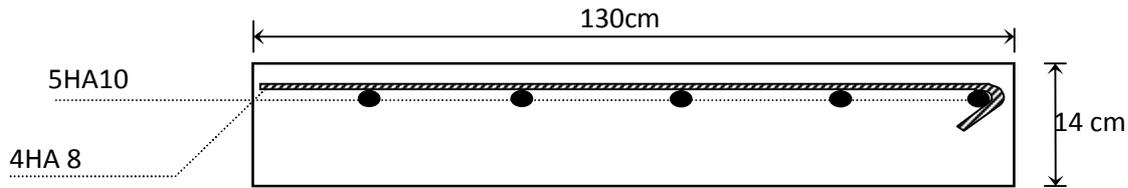


Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis.

- **Dalle sur quatre appuis :**

On étudie le panneau le plus sollicité

Evaluation des charges :

$$G = 5.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

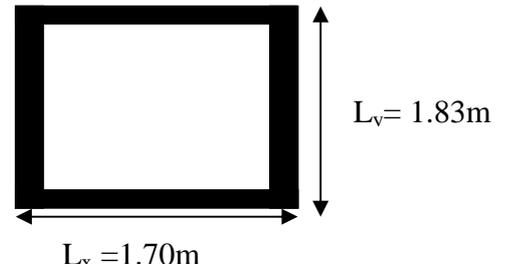


Fig. III.6 : Dalle sur quatre appuis

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{183} = 0.93 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travaille selon les deux sens XX et YY.

Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.93$$

Du tableau (annexe II) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.93$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 1.52 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 1.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive dans le sens y-y et intermédiaire dans le sens x-x

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 1.52 = 1.14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 1.28 = 1.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_y^a = M_x^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -0.76 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{oy} = -0.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{12.26 \times 1.70}{2} = 10.42 \text{ KN}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} (= 1.5 \text{ cm})$

- **En travée**

- **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0048 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0060; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.130 \text{ (m)}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.130} \Rightarrow A = 0.25 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0045 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0057; Z = 0.130 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.130} \Rightarrow A = 0.24 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.010 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.012; z = 0.1095 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1095} \Rightarrow A = 0.45 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- **Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.93}{2} \right) \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

Tableau III.37: Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (Cm ²)	A_a^{cal} (Cm ²)	A_t^{min} (Cm ²)	A_a^{min} (Cm ²)	A_t^{adop} (Cm ²)	A_a^{adop} (Cm ²)
Sens xx	1.14	0.76	0.25	0.25	1.24	1.24	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	1.09	0.76	0.24	0.25	1.20	1.24	4T8=2.01	4T8=2,01

• **Espacement des armatures**

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte : $S_t = 25\text{cm}$ pour les deux sens.

• **Vérification à l'ELU**

- **cisaillement**

$$V_{\max} = 10.42 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{10.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_U = 0.08 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **.Vérification à l'ELS**

a. **État limite de compression du béton :** $\left(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.05 \times 8.69 \times 1.7^2 = 1.26 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8939 \times 1.26 = 1.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée

$$M_t^x = 0.75 M_x \Rightarrow M_t^x = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 0.95 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis : $M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -0.63 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Selon L_x : $M_x^t = 0.95 \text{ KN.m}$, $A = 3.14 \text{ cm}^2$; $d = 13 \text{ cm}$; $Y = 3.06 \text{ cm}$; $I = 5608.7 \text{ cm}^4$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.05 \times 8.69 \times 1.7^2 = 1.26 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8939 \times 1.26 = 1.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon L_y : $M_y^t = 0.95 \text{ KN.m}$; $A = 2.08 \text{ cm}^2$; $Y = 2.55 \text{ cm}$; $I = 3959.8 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

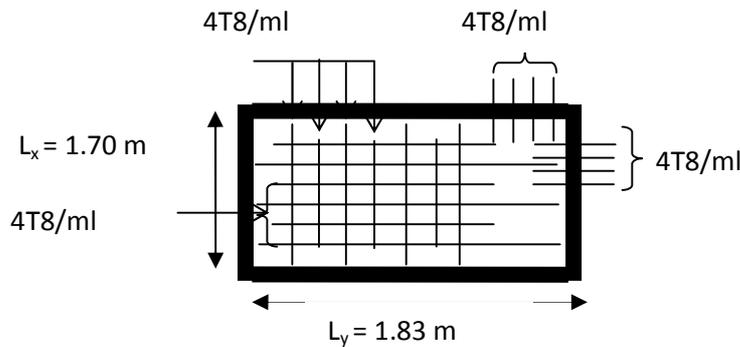


Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.4.L'ascenseur

III.4.1.Etude de l'ascenseur

Introduction:

L'ascenseur est un appareil qui sert à faire descendre et monter les usagers verticalement aux différents niveaux du bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale. L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ❖ Longueur L = 2.03m.
- ❖ Largeur L' = 1.65m.
- ❖ Hauteur H = 2.20 m
- ❖ Poids de la cuvette Fc = 102 KN

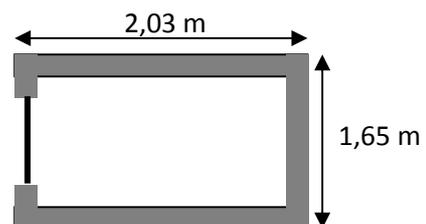


Fig. III.7.Cage d'ascenseur.

- ❖ La charge due à la l'ascenseur $PM=15KN$
- ❖ La charge due la salle machine $DM= 51 KN$
- ❖ La charge nominale est de $6.3 KN$
 - $P = DM+ PM + 6.3 = 72.3KN$
- ❖ $V'= 1.00 m/s$: la vitesse de dé déplacement de l'ascenseur.

Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x=1.65$ et $L_y=2.03$ donc une surface $S=1.65*2.03=3.35m^2$

$$\frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **$h=15 cm$** .

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 KN / m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 KN / m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G_3 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.35} = 30.45 KN / m^2. \quad \text{Poids de la machine}$$

$$\text{➤ } G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 = 35.08 KN/m^2$$

$$Q=1KN/m^2 \quad \text{la charge d'exploitation.}$$

III.4.3. Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 48.86 KN / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow L'ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 7.32 KN.m$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.49 \text{ KN.m}$$

III.4.3.1. Calcul des moments réels :

En travée

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.82 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = -M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 3.66 \text{ KN.m}$$

III.4.3.2. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de largeur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11.2 \text{ cm}$$

Tableau. III.38. ferrailage du local de machines

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	St (cm)
En travée	x-x	6.22	0.026	0.033	0.128	1.39	1.31	4HA8	33
	y-y	3.82	0.016	0.02	0.129	0.85	1.20	3HA8	45
En appuis	x-x	3.66	0.015	0.019	0.129	0.82	1.31	4HA8	33
	y-y	2.24	0.009	0.012	0.129	0.498	1.2	3HA8	45

➤ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

En travée :

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.81$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On a trouvée :
$$\begin{cases} A_t^x \succ A_{\min}^x = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ A_t^y \prec A_{\min}^y = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \end{cases}$$

On adopte le ferrailage avec A_t

En appui :

$$A_t^x \prec A_{\min}^x = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y \prec A_{\min}^y = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte le ferrailage avec A_{\min}

a) Calcul des espacements :

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 33 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 45 \text{ cm}$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \prec \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$\rho = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 26.87 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 35.26 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{26.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124} = 0.26 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié (les armatures}$$

transversales sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'ELS :**

-Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est celle de la contrainte de compression du béton

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

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 35.08 + 1 = 36.08 \text{ KN/m}^2$$

À l'El :

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.39 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.73 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -3.03 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

Calcul de y :

$$y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0; A' = 0$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.39: résultats de calcul des contraintes.

	sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	observation
travée	x-x	5.15	2.01	2.514	3844.8	3.369	15	vérifiée
	y-y	3.73	1.51	2.21	2996.8	2.754	15	vérifiée
appui	x-x	3.03	2.01	2.5	3844.8	1.982	15	vérifiée

III.4.4. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y.

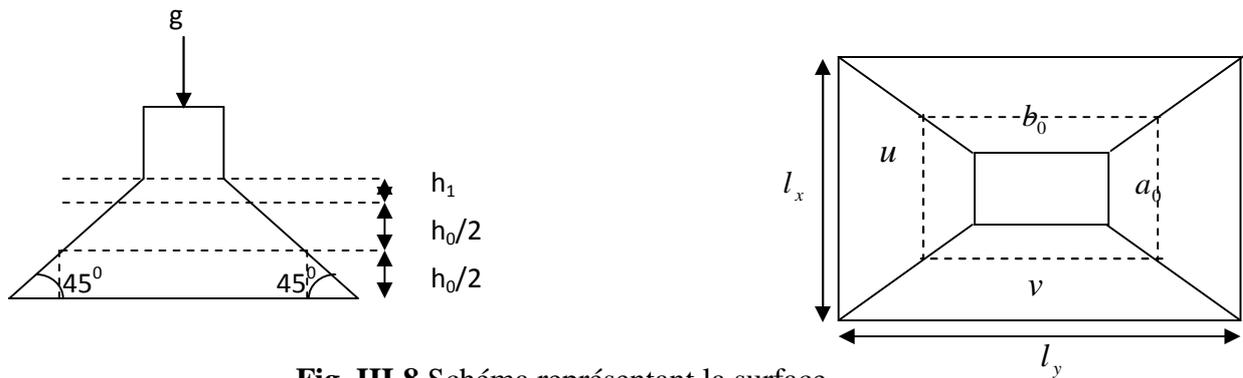


Fig. III.8. Schéma représentant la surface

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

BAEL91.

On a une vitesse

$$V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

ν : coefficient de poisson

Donc :

$$\begin{cases} v = 0 \text{ à l' ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

- à ELU $\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.65}{2.03} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{110}{165} = 0,67 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{110}{203} = 0,54 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe III) on trouve $M_1 = 0.086$, $M_2 = 0.057$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

On a :

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 97.60 \text{ KN} \quad (\text{avec } P = 72.3 \text{ KN})$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 8.39 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 5.56 \text{ KN.m/ml}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 1 = 7.75 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \rightarrow M_{y2} = 0.71 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0.0550 ; \mu_y = 0.6135$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.39 + 1.16 = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.56 + 0.71 = 6.27 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 9.55 = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 6.27 = 5.33 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 9.55 = -4.78 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.40. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	8.12	4.78	1.82	1.06	4HA8=2.01	2HA10=1.57
Sens y-y	5.33	4.78	1.19	1.06	3HA8=1.51	2Ha10=1.57

Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (110+110) = 440 \text{ cm}$$

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$P_u = 97.60 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4.4 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

Condition Vérifier

Pas risque de poinçonnement.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v$$

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

Au milieu de v :

$$V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

Et on a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.259 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ (y a pas risque de cisaillement)

❖ Espacement des barres

Sens x-x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

-Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu M_2) = 72.3 \times (0.086 + 0.2 \times 0.057) = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu M_1) = 72.3 \times (0.057 + 0.2 \times 0.086) = 5.36 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.63 + 1 = 5.63 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \longrightarrow M_{x2} = 0.0617 \times 5.63 \times 1.65^2 = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.7246 \times 0.95 = 0.69 \text{ KN.m}$$

❖ La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.04 + 0.95 = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.36 + 0.69 = 6.05 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.99 = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.05 = 5.142 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 7.99 = -3.995 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de contrainte

Tableau.III.41 : vérification des contraintes dans le béton de la dalle local machine.

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} MPa	σ_{bc}
Travée	xx	6.79	2.01	2.51	3844.81	4.44	15
	yy	5.142	1.51	2.21	2996.8	3.79	15
Appui	xx	3.99	1.57	2.25	3101.18	2.9	15
	yy	3.99	1.57	2.25	3101.18	2.9	15

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La FPN ⇒ pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

❖ **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{14}{195} = 0.07 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{11.4 \times 100} = 0.0027 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Les deux conditions à vérifier; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **schéma de ferrailage :**

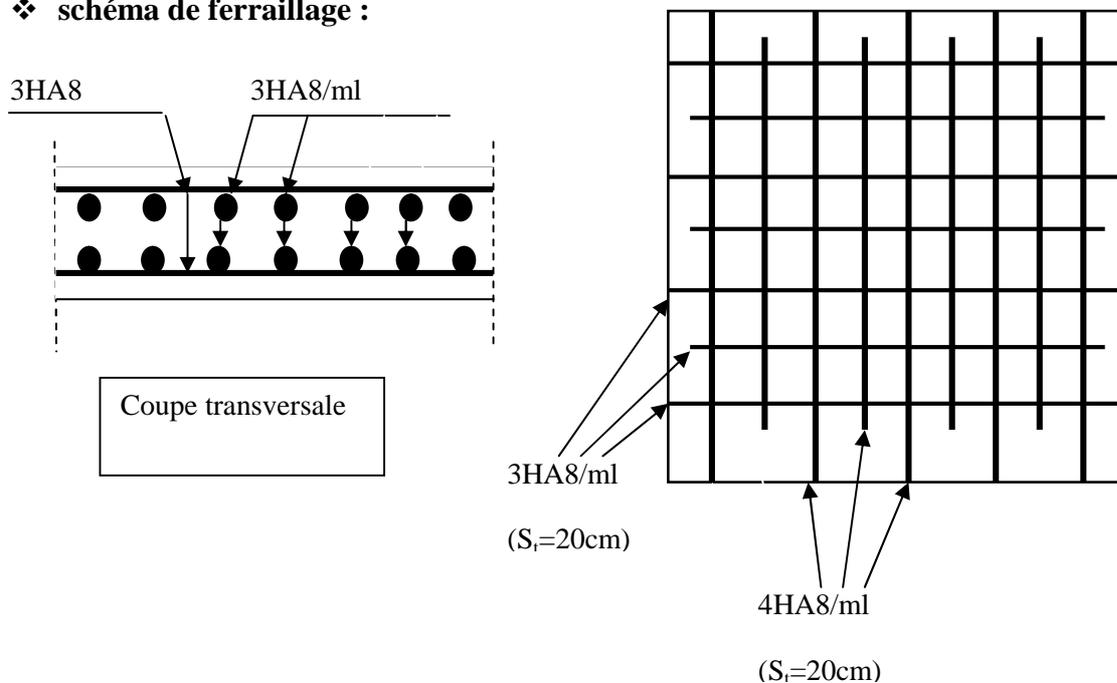


Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de la locale machine.

III.5. Les Escaliers :

III.5.1 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 projet nous avons deux types d'escaliers, réalisé en béton armé.

Les escaliers des deux d'entre sol

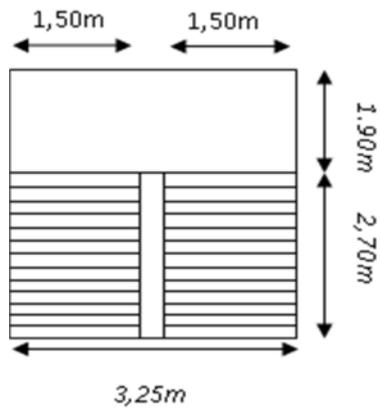


Fig. III.10a. Vue en plan

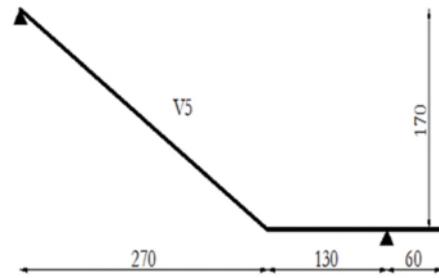


Fig. III.10b. Schéma statique

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.49 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.55 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.49) + (1.5 \times 2.5) = 16.56 \text{ KN/ml.}$$

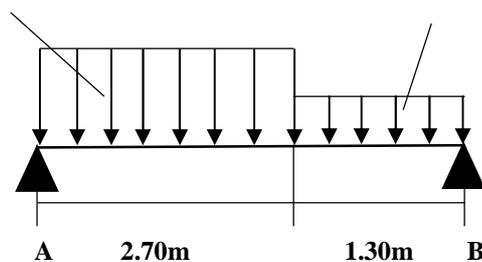
- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.55) + (1.5 \times 2.5) = 11.24 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

$$q_v = 16.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 11.24 \text{ KN/ml}$$



- Calcul des sollicitations :
Calcul des réactions :

$$R_A + R_B = (11.24 \cdot 1.30) + (16.56 \cdot 2.70) = 59.324 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\sum M}{A} = 0 \rightarrow R_B \times 4 - 14.612 \times 3.35 - 44.712 \times 1.35 = 0$$

$$R_B = \frac{109.3114}{4} = 27.33 \text{ KN}$$

D'après l'équation (1) on trouve : $R_A = 31.994 \text{ KN}$

Calcul des Moments :

- **1^{er} tronçon** $0 \text{ m} < x < 2.7 \text{ m}$:

$$T + 31.994 - 16.56x = 0$$

$$T = 16.56x - 31.994$$

$$T \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T = -31.99 \text{ KN} \\ x = 2.7 \text{ m} \rightarrow T = 12.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M - 31.994x + \frac{16.56 \times x^2}{2} = 0$$

$$M = 31.994x - 8.28x^2$$

$$M \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.7 \text{ m} \rightarrow M = 26.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2^{eme} tronçon** $2.7 \text{ m} < x < 4 \text{ m}$

$$T + 31.994 - 44.71 - 11.24(x - 2.7) = 0$$

$$T = -17.632 + 11.24x$$

$$T \begin{cases} x = 2.7 \text{ m} \rightarrow T = 12.72 \text{ KN} \\ x = 4 \text{ m} \rightarrow T = 27.33 \text{ KN} \end{cases}$$

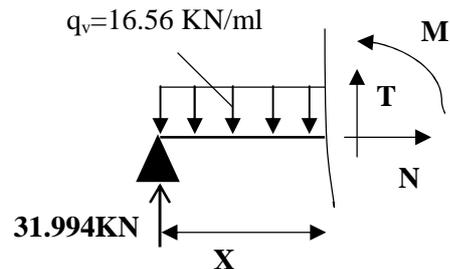
$$M - 31.994x + 44.712(x - 1.35) + 11.24 \frac{(x - 2.7)^2}{2} = 0$$

$$M = -5.62x^2 + 17.63x + 19.39$$

$$M \begin{cases} x = 2.7 \text{ m} \rightarrow M = 26.02 \text{ KN.m} \\ x = 4 \text{ m} \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_0^{\max} = 30.91 \text{ KN.m}$$



$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 30.91 = -15.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 30.91 = 23.19 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.42 : Résultat de ferrailage de l'escalier des deux entre sol

Localisation	Ep(M)	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (M)	A calculée (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)	St (Cm)
En travée	0.18	23.19	0.0639	0.0826	0.155	4.30	5HA12=5.65	20
En appui	0.18	15.46	0.0426	0.0544	0.157	2.84	4HA8=2.01	25

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Schéma de ferrailage :**

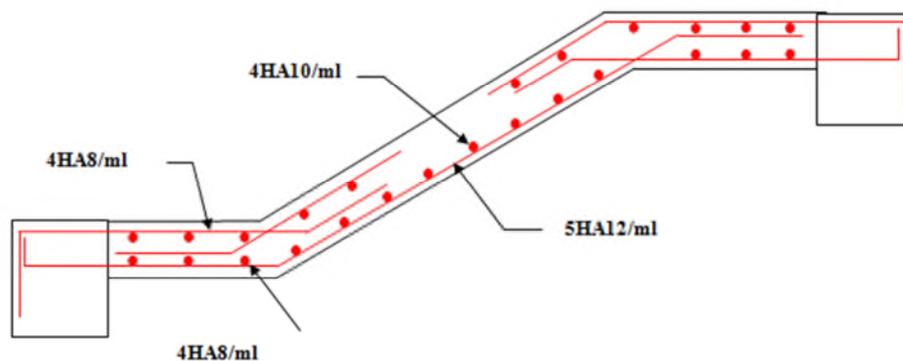


Fig. III.11. Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5.2. Vérifications à l'Etat Limite Ultime

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ Cm}^2$$

En travée : $A' = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ vérifiée

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.199 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$\tau_{bu} = 0.199 \text{ MPA} < \overline{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPA} \rightarrow$ Pas de rupture par cisaillement

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.65 + 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.67 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 31.99 \times 10^{-3}}{400} = 0.919 \text{ Cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

▪ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

- **Armatures longitudinales**
 $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Armatures transversales**
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.5.3. Vérification à l'ELS

▪ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$R_A = 23.17 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.7 \text{ KN}$$

$$M_0^{\max} = 22.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 18.99 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 8.94 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	M _{SER} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	18.09	14243	4.43	5.91	15
Appuis	12.06	5985	2.82	4.21	15

III.6. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- **Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 25.67\text{Cm} \leq h \leq 38.5\text{Cm}$$

- **Vérification**

D'après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30*35) \text{ cm}^2$$

III.6.1. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-12)

$$\text{ELU} : R_B = 27.33\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 19.7\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

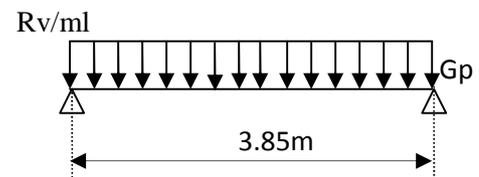


Figure III.12 : Schéma statique de la poutre palière

$$P_u = 30.87 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 57.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 42.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -28.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 59.42 \text{ KN}$$

III.6.2. Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III.44 : Calcul d'armature

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ²)
Entravée	42.9	0.098	0.129	0.30	4.11
En appuis	28.6	0.066	0.085	0.31	2.65

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 32 * \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 4.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \\ A_a = 2.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b * d} = \frac{59.42 * 10^{-3}}{0.30 * 0,32} = 0,619 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,133 * f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,619 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

III.6.3. Calcul de la poutre à la torsion

Le moment de torsion est engendré par le palier et les volées.

Pour une section pleine, on remplace cette dernière par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.....BAEL91 (Art. A. 5. 4. 2. 2).

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - \frac{b}{6}) * (h - \frac{b}{6}) = 750 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 * [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

III.6.4. Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_u = 0.619 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{Mtr}{2 * \Omega * e} = \frac{8.94 * 10^{-3}}{2 * 750 * 10^{-4} * 5 * 10^{-2}} = 1.192 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{(1.192)^2 + (0.619)^2} = 1.343 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.343 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc pas de risque de cisaillement

III.6.4. Calcul des armatures en torsion

- Les armatures longitudinales

$$A_l = \frac{Mtr * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_{st}}$$

$$A_l = \frac{8.94 * 1.1 * 1.15 * 10^{-3}}{2 * 750 * 10^{-4} * 348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales

On prend t=20cm

$$A_t = \frac{Mtr * t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$A_t = \frac{8.94 * 0.2 * 1.15 * 10^{-3}}{2 * 750 * 10^{-4} * 400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.34 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\text{En travée: } A_t = A_t (\text{torsion}) / 2 + A_t (\text{flexion}) = 2.17 / 2 + 4.11 = 5.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA14 = 6.16 cm²

$$\text{En appuis : } A_a = A_a (\text{torsion}) / 2 + A_a (\text{flexion}) = 2.17 / 2 + 2.65 = 3.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales**

Dans la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0.34 + 0.5 = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ on opte un cadre et étrier } \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$q_s = 22.32 \text{ KN/ml}$, $M_0 = 41.36 \text{ KN.m/ml}$

- **État limite de compression de béton :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.45. vérification des contraintes de comprissions dans le béton pour la poutre palière :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{m})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}(\text{MPa})$
Travées	35.16	9.77	42594	8.07	15
Appuis	16.55	8.12	29960	4.48	15

- **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche

Les trois conditions sont vérifiées.

Schémas de ferrailage

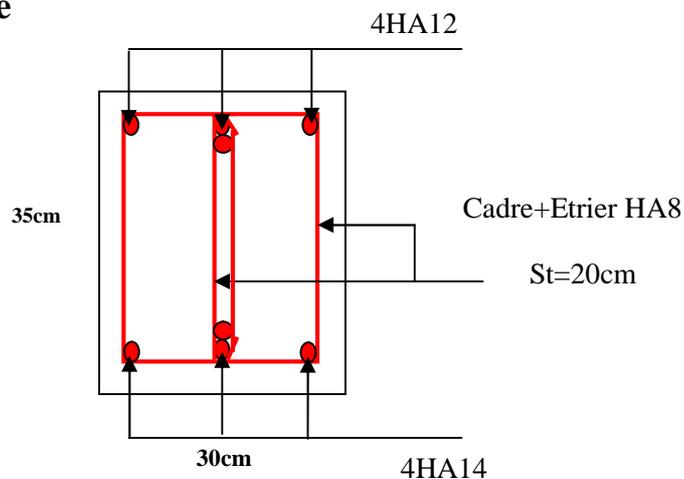


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre de poutre palière

III.7.L'Acrotère

III.7.1.Définition :

L'acrotère est un élément non structural placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher, 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 à l'accrochage des matériels des travaux de l'entretien du bâtiment.

Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de lorgear.
- Le type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

1) Evaluation des charges (DTR B C2 2)

❖ La surface de l'acrotère est :

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

❖ Le Poids propre de l'acrotère:

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.71 \text{ KN/m}$$

❖ Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.6 \times 0.03$$

$$G = 0.36 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 1.71 + 0.36 = 2.07 \text{ KN/m}$$

La charge permanente : **G = 2.07 KN/ml**

La surcharge d'exploitation est une force horizontale due a l'application de la main courante

La charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml**

Tableau. III.46. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1,71	0.36	2.07	1.00

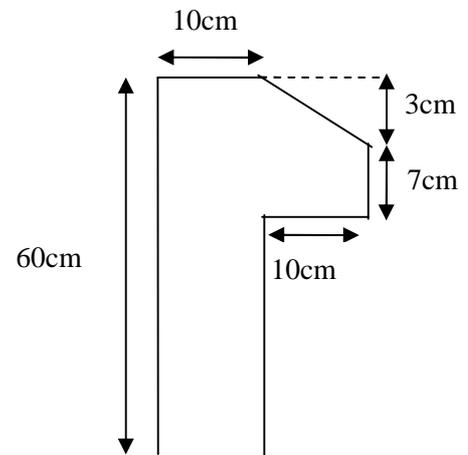


Figure II.14 : Dimension de l'acrotère

2) Étude de l'acrotère

❖ Calcul de l'effort sismique

Charge et Surcharge :

L'acrotère est soumis à une Charge horizontale F_p donnée par RPA99/Version2003 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe B1) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.07 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.07 = 0.99 \text{ KN/ml}$$

Calcul du centre de graviter de la section :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

1 Calcul des sollicitations :

❖ Efforts normaux et moments correspondants

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.11 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

• Les moments :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 0.99 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

• Combinaison d'action

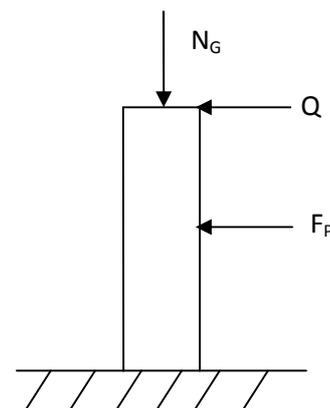


Figure III.15 : Schéma statique de l'acrotère

Tableau. III.47 : Les combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.07	2.79	2.07
M (KN.m)	0.93	0.9	0.6
e (m)	0.45	0.32	/

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots(2)$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La 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 ($e = M_u/N_u$) par une excentricité totale de calcul

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de 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, lies a la déformation de la structure

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{h}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_2 due à la déformation

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \quad [\text{A r t A.4.3.5}]$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2$ m

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10$ cm

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.32}{0.1}\right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00864 \text{ m}$$

❖ Durable (1.35G + 1.5Q)

D'où :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.45 + 0.02 + 0.00864 = 0.49 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.07 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,07 \times 0.49 = 1.0143 \text{ KN.m}$$

❖ Accidentelle (G + Q + E)

$$D'où : e = 0.32 + 0.02 + 0.00864 = 0.35 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 2.79 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,79 \times 0.35 = 0.976 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

A. À P'ÉLU :

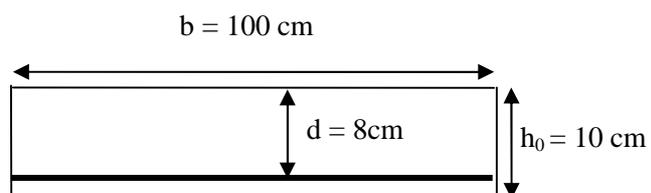


Fig. III.16. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

La sollicitation corrigée : $N_u = 2.07 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 2.07 \times 0.45 = 0.93 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELU :

$$N_u = 2.07 \text{ KN} ; M_u = 0.93 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.93}{2.07} = 0.45 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.45 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{ua}

Rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.93 + 2.07 \times (0.08 - 0.1/2) = 0.992 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.992 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.992 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.36 - \frac{2.07 \times 10^{-3}}{348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Armature de répartition :

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

❖ L'espace :**• Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 0.99 + 1 = 1.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$\sigma \rho \pi$
 $\nabla \Delta \Delta \Delta \Delta$
 $\geq \geq$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = \min(3.26 ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u \leq 3.26 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$V_u = F_p + Q.$$

Avec : Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.275 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Vérfiée.}$$

B. à L'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

1. Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.07} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.29 - 0.056 = 0.234 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2 \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3 \quad y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = 2.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{2.61 \times 10^{-4}} = -0.023 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifié}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{0.6 \times 10^{-3}}{\mu_t} (0.08 - 0.01) = 0.161 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

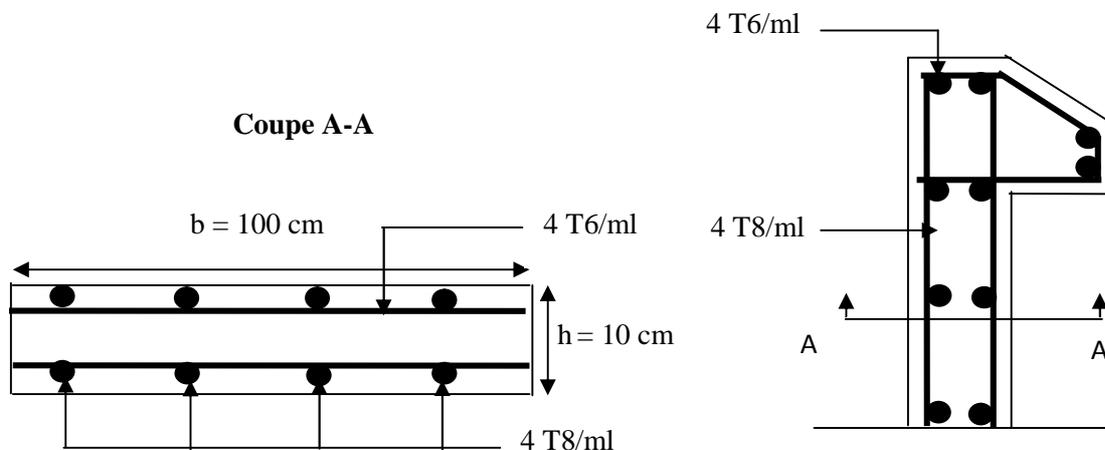
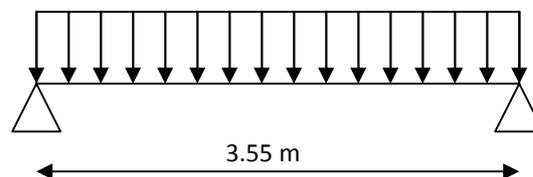


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III. 8. Etude de la poutre de chaînage :

▪ Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.



• Dimensionnement :

> La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;

> La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;

> La longueur est égale à **3.55 m**.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{355}{16} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$$

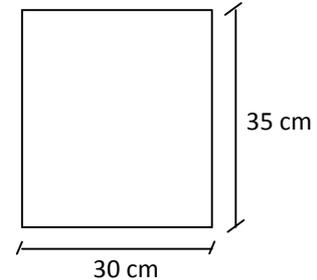
$$\Rightarrow 22.19 \leq h_t \leq 35.5$$

✓ Le **RPA** exige :

$$\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

✓ On adopte :

$$\begin{cases} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } d = 3$$



• **Calcul des sollicitations :**

- Poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0.35 * 0.3 = 2.615 \text{ KN / m}$$

- Poids des murs :

On a : $G = 2.67 \text{ KN / m}^2$ (Double murette)

$$P_{mur} = 2.67 * (3.06 - 0.35) = 7.24 \text{ KN / m}$$

On aura donc :

$$Q_U = 1.35 (7.24 + 2.615)$$

$$Q_{ser} = (7.24 + 2.615)$$

• $Q_U = 13.30 \text{ KN / ml}$

• $Q_{ser} = 9.86 \text{ KN / ml}$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_0 = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{13.30 * (3.55)^2}{8} = 20.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 15.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -10.48 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferrailage :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{15.71 * 10^{-3}}{0.3 * (0.33)^2 * 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_U}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$

$$Z = 0.33(1 - 0.4 * 0.043) = 0.32 \text{ m}$$

$$A = \frac{15.71 * 10^{-3}}{0.32 * 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T12=3.39 \text{ cm}^2$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art B. 7. 4 CBA page 143})$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.3 * 0.33 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.55 \text{ cm}^2 < A = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.48 : Armatures longitudinales.

	$M \text{ (KN.m)}$	$d_x \text{ (m)}$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	15.71	0.33	0.034	0.043	1.41	3HA12=3.39
En appui	10.48	0.33	0.023	0.029	0.92	3HA10=2.36

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**(Art A. 5. 1. 1 CBA 93)

$$✓ \quad V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{13.30 * 3.55}{2} = 23.61 \text{ KN} .$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{23.61 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.238 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**(art A. 5. 1. 1 CBA 93)

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \quad (\text{Art (III) BAEL91})$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (10 ; 30 ; 8) \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm} .$$

$$A_t = 3 \phi 8 = 1.51 \text{ cm} .$$

✓ **Les espacements :**

$$> S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0$$

$$> S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 38.1 \text{ cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 50.33 \text{ cm} .$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{ cm} .$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :** (art A. 4. 5. 2 CBA 93)

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{9.86 \times (3.55)^2}{8} = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 15.53 \text{ KN.m}$$

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

Calcul de y : $A = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow Y = 9.02 \text{ Cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 36579.51 \text{ Cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$\eta = 1.6$ Pour les barres de haute adhérence.

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{15.33 \times 10^{-3} \times 15}{3657951 \times 10^{-8}} (0.33 - 9.02 \times 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 150.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à la flèche :**

$$\Delta f = F_{g_v} - F_{j_i} + F_{p_i} + F_{g_i}$$

La flèche admissible est définie pour une travée inférieure ou égale à 5 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

$$> M_{g_i} = M_{g_0} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.86 \times (3.55)^2}{8} = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$> M_{p_i} = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$> M_{j_i} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.615 \times (3.55)^2}{8} = 4.12 \text{ KN.m}$$

$$f_{j_i} = 0.00905 \text{ Cm}$$

$$f_{gi} = 0.03414 \text{ Cm}$$

$$f_{pi} = 0.03414 \text{ Cm}$$

$$f_{gv} = 0.1024 \text{ Cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.1024 - 0.00905 + 0.03414 - 0.03414 = 0.09335 \text{ Cm}$$

$$\Delta_f = 0.71 \text{ cm} > 0.09335 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

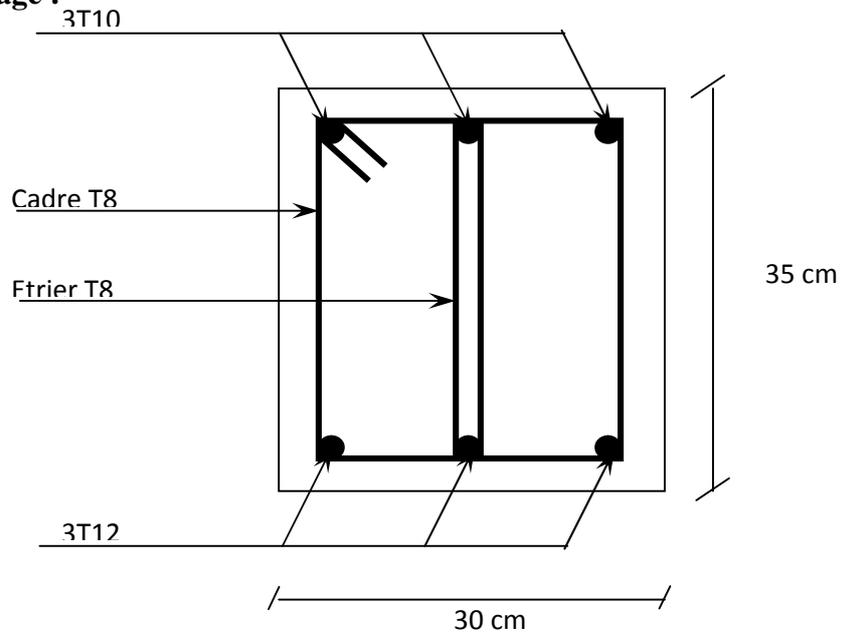


Figure.III. 18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation important, selon son intensité.

A cause des pertes causées par le séisme, l'étude comportement du bâtiment sous l'action dynamique ainsi que la garanti antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue économique et préservations des vies humaines.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le SAP2000.V.14 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des Eléments finis.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/versin2003),le calcul des forces sismiques peut être 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 accélérogrammes.

IV.2.1 méthode statique équivalente (MSE):

➤ Le principe : [RPA99] (Art 4.2.1)

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastree dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

➤ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [\text{RPA99}] (\text{Art : 4.2.3})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

- Groupe d'usage : Groupe 2
- Zone sismique : IIa
- Donc : $A = 0,15$

R : coefficient de comportement global de la structure, Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

Dans notre projet, on adopte un système mixte (Contreventement mixte) portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^8 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation donc coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le poids total de notre structure est donné par le logiciel **SAP2000.V.14**

$W = \sum wi = 22679.009 \text{ kN}$

Q : facteur de qualité de la structure dans le tableau (4-4). Il est en fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui le constituent ;
- ✓ La régularité en plan et en élévation ;
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots$ [RPA 99]/2003 (Art 4.2.3)]

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/x	Observée	P_q/y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05

5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,05$; $Q_x = 1,05$

D : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots [\text{RPA99/2003}](\text{Formule 4-2}) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située sur site ferme S2

S_1 , donc on aura : $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.40\text{s} \end{cases} \dots\dots\dots [\text{RPA99/2003}](\text{Tableau 4.7})$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.3})[5]$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$; Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

T : Période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton arme, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA 99/version 2003 suivantes :

- 1) $T_c = C_T h_n^{3/4}$ (Formule 4.6)
- 2) $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ [RPA99] (Formule 4-7)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 41.48 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{[RPA99/2003] (tableau 4.6)}$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T :

$$D' \text{ où } : T_1 = 0.817s.$$

$$\text{Sens(x)} : D' = 21.26m \Rightarrow T_2 = 0.81 s$$

$$\text{Sens(y)} : D' = 11.80 m \Rightarrow T_2 = 1.087 s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.81; 0.817) = 0.81s \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(1.087; 0.817) = 0.817s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

[RPA99] (Art 4.3.3)

$$D' \text{ ou } : D_x = 1.378 \quad ; \quad D_y = 1.37$$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.378 \times 1.05}{5} \times 21282.578 \Rightarrow V_{st,x} = 923.813KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.37 \times 1.05}{5} \times 21282.578 \Rightarrow V_{st,y} = 918.449KN$$

IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques ; il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, il est recherché, pour chaque mode de vibration de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \text{[RPA99/2003] (Formule 4-13)} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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 par le logiciel **spectre (RPA99)**.

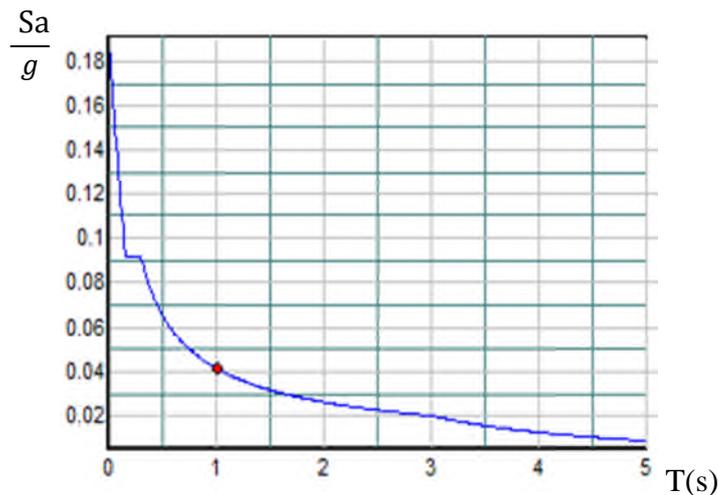


Fig. IV.1 : Spectre de calcul.

Pour l'application de la méthode dynamique modale on utilise le logiciel d'analyse SAP2000

IV.3.Modélisation et résultats :

Les étapes de modélisation avec SAP2000.V.14 peuvent être résumées comme suit :

- ✓ Introduction de la géométrie de modèle (trame, hauteur d'étage)
- ✓ Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).
- ✓ Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).
- ✓ Définition du séisme.

- ✓ Introduction des combinaisons d'actions.
- ✓ Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- ✓ Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion aux premiers et deuxièmes modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

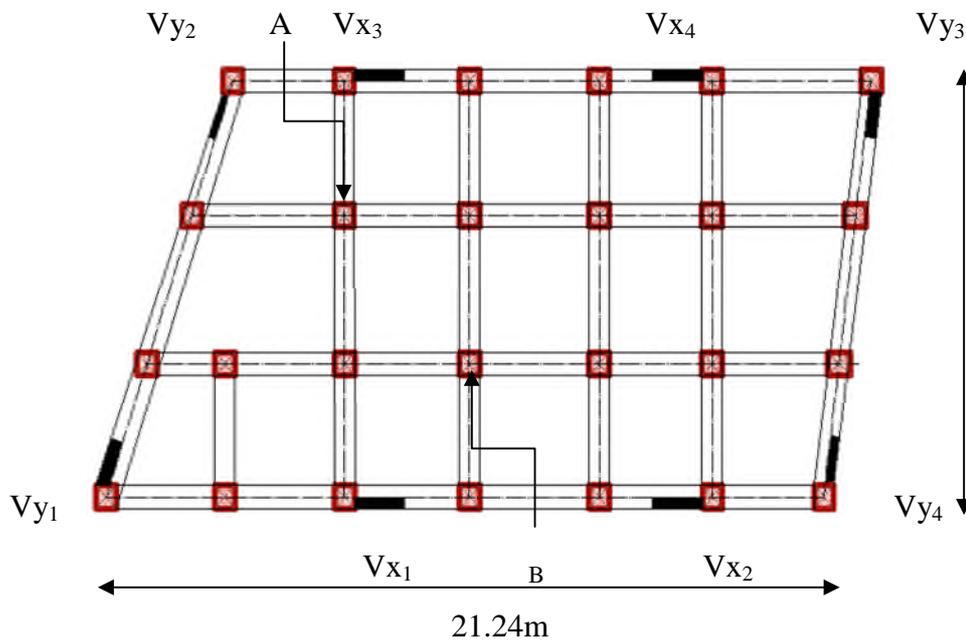


Fig. IV.2 : Disposition des voiles.

IV.3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses

Les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

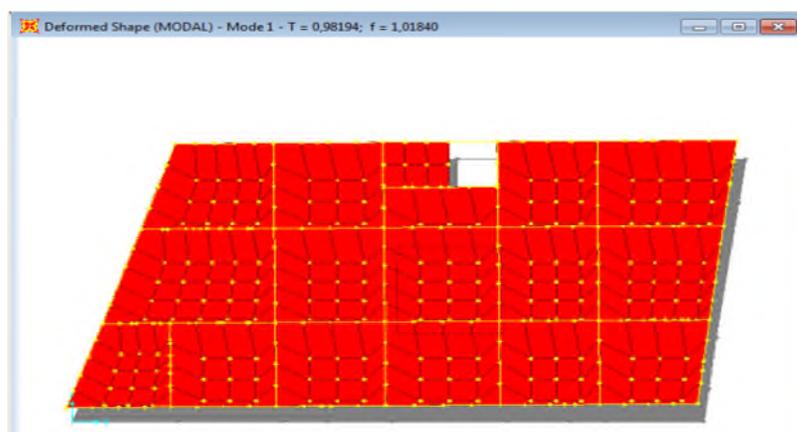


Fig. IV.3 : 1ere mode de déformation (translation suivant Y-Y).

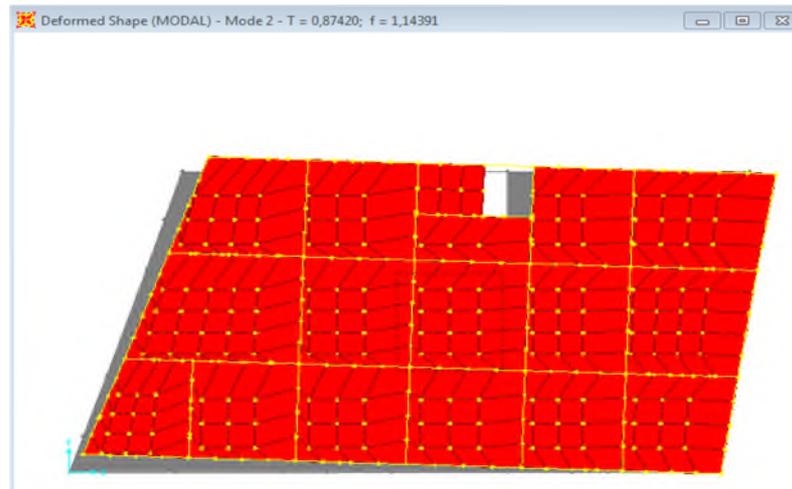


Fig. IV.4 : 2ème mode de déformation (translation suivant X-X).

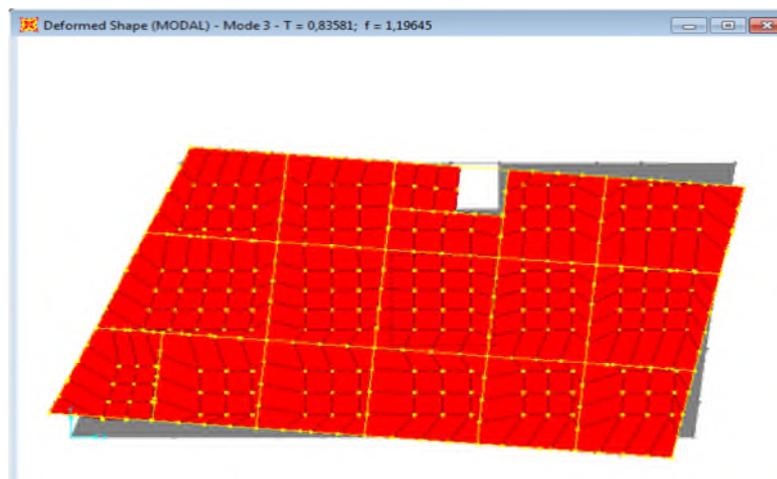


Fig. IV.5 : 3ème mode de déformation (rotation autour Z).

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.2. 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	U_z
Mode 1	0.981935	0.08961	0.64376	8.961	64.376	0.115
Mode 2	0.874195	0.57519	0.08644	66.46	73.02	0.115
Mode 3	0.835805	0.10432	0.00159	76.912	73.179	0.117
Mode 4	0.318656	0.01923	0.09896	78.835	83.075	0.333
Mode 5	0.284942	0.08351	0.02479	87.186	85.554	0.38
Mode 6	0.2645	0.00253	6.413E-07	87.439	85.555	0.85
Mode 7	0.169705	0.01514	0.02726	88.953	88.28	0.399
Mode 8	0.15286	0.02307	0.01855	91.26	90.1	0.4

IV.3.2. Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante (UY=64.376%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure IV.4.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X (UX=73.02%) voir figure IV.5.

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %

$$(T_x = 0.514s \leq T_{sx} = 0.528s; T_y = 0.526s \leq T_{sy} = 0.563s).$$

IV.4. Justification de l'interaction voiles portiques:

IV.4.1. Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.3.

Tableau. IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	35935.535	2885.075	92.568187	7.431813
NIV 01	32936.143	3849.042	89.536434	10.46357
NIV 02	29911.027	3716.193	88.948855	11.05115
NIV 03	26947.313	3421.026	88.734893	11.26511
NIV 04	23797.693	3297.694	87.829316	12.17068
NIV 05	20839.723	3019.796	87.343433	12.65657
NIV 06	18045.846	2642.813	87.225789	12.77421
NIV 07	15069.274	2414.822	86.188465	13.81153
NIV08	12352.076	2061.324	85.698558	14.30144
NIV09	9380.723	1744.471	84.319635	15.68036
NIV10	7041.796	1320.804	84.205821	15.79418
NIV11	4495.094	894.934	83.396487	16.60351
NIV12	2175.747	396.479	84.586152	15.41385

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

IV.4.2.Sous charges horizontales :

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles

Tableau. IV.4: Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	$F_H(\text{KN})$	$F_H(\text{KN})$			$F_H(\text{KN})$	$F_H(\text{KN})$		
RDC	940.589	370.52	71.73995	28.26005	703.051	100.798	87.46058	12.53942
1er étage	812.483	458.46	63.92757	36.07243	811.843	157.134	83.78352	16.21648
2ème étage	803.912	365.501	68.74492	31.25508	828.023	126.207	86.77394	13.22606
3ème étage	827.638	301.53	73.29627	26.70373	932.944	77.8	92.3027	7.6973
4ème étage	832.217	312.189	72.72043	27.27957	722.954	88.445	89.09969	10.90031
5ème étage	762.752	215.158	77.99818	22.00182	846.235	68.371	92.52454	7.475459
6ème étage	704.838	179.315	79.71901	20.28099	814.931	48.966	94.33196	5.668037
8ème étage	571.6	214.105	72.74995	27.25005	666.777	61.246	91.58735	8.412646
9ème étage	547.206	135.677	80.13174	19.86826	656.637	32.35	95.23555	4.764451
10ème étage	391.036	163.837	70.47306	29.52694	480.774	44.719	91.49009	8.509914
11ème étage	358.001	83.186	81.14496	18.85504	444.673	19.116	95.8783	4.121702
12ème étage	216.167	84.566	71.88004	28.11996	286.893	20.083	93.45779	6.542205
13ème étage	178.44	35.916	83.2447	16.7553	280.458	35.056	88.88924	11.11076

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée.

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ [RPA 99] (Article 7.1.3.3)

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETAPS V15.

B_c : L'aire brute du poteau

Tableau. IV.5: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Section adoptée (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
RDC	60*65	2256,427	0.231	vérifiée
1 ^{er} étage	55*60	1795.819	0,217	
2 ^{ème} étage	55*60	1669,037	0,202	
3 ^{ème} étage	55*60	1514,755	0,184	
4 ^{ème} étage	50*55	1286,363	0,187	
5 ^{ème} étage	50*55	1114,171	0,162	
6 ^{ème} étage	50*55	968,081	0,141	
7 ^{ème} étage	40*45	770,614	0,137	
8 ^{ème} étage	40*45	612,972	0,108	
9 ^{ème} étage	40*45	442,837	0,098	
10 ^{ème} étage	40*45	304,808	0.068	
11 ^{ème} étage	35*40	165,135	0,047	
12 ^{ème} étage	35*40	48,311	0,014	

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, 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.6: Vérification de la résultante des forces.

Résultantes des forces sismiques	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0,8$	Observation
Sens xx	984.43	1497.77	1.52	vérifiée
Sens yy	978.712	1371.119	1.4	vérifiée

On voit bien que $\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0,8$, donc les paramètres de la réponse calculée ne seront pas majorés.

IV.7. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{[RPA99] (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ [RPA99] (Article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.7.

Tableau. IV.7: Vérification des déplacements.

N	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
1	0.0019	0.0095	0	0.0095	4.08	0.0023	0.0016	0.008	0	0.008	0.0019	
2	0.0049	0.0245	0.0095	0.015	3.4	0.0044	0.0044	0.022	0.008	0.014	0.0041	
3	0.0083	0.0415	0.0245	0.017	3.4	0.005	0.008	0.04	0.022	0.018	0.0053	
4	0.0113	0.0565	0.0415	0.015	3.06	0.0049	0.0114	0.057	0.04	0.017	0.0055	
5	0.0142	0.071	0.0565	0.0145	3.06	0.0047	0.0149	0.0745	0.057	0.0175	0.0057	
6	0.0168	0.084	0.071	0.013	3.06	0.0042	0.0183	0.0915	0.0745	0.017	0.0055	
7	0.0192	0.096	0.084	0.012	3.06	0.0039	0.0216	0.108	0.0915	0.0165	0.0054	
8	0.0214	0.107	0.096	0.011	3.06	0.0036	0.0247	0.1235	0.108	0.0155	0.0051	
9	0.0234	0.117	0.107	0.01	3.06	0.0033	0.0275	0.1375	0.1235	0.014	0.0045	
10	0.025	0.125	0.117	0.008	3.06	0.0026	0.0301	0.1505	0.1375	0.013	0.0042	
11	0.0264	0.132	0.125	0.007	3.06	0.0023	0.0323	0.1615	0.1505	0.011	0.0036	
12	0.0275	0.1375	0.132	0.0055	3.06	0.0018	0.0342	0.171	0.1615	0.0095	0.0031	
	0.0283	0.1415	0.1375	0.004	3.06	0.0013	0.0358	0.179	0.171	0.008	0.0026	

✓ Analyse des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens } (y) : \Delta_{k \max} = 1.9 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } (x) : \Delta_{k \max} = 1.215 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : [RPA99/2003] (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ [RPA99/2003] (Article 5.9)

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau. IV.8: Vérification vis à vis l'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)
RDC	408	20350.055	0.0095	1311.109	0.036	0.008	803.849	0.049
1 ^{ere} étage	340	18744.727	0.015	1270.943	0.065	0.014	968.977	0.079
2 ^{eme} étage	340	17023.328	0.017	1169.413	0.073	0.018	954.23	0.094
3 ^{eme} étage	306	15280.528	0.015	1129.168	0.066	0.017	1010.744	0.084
4 ^{eme} étage	306	13507.462	0.0145	1144.406	0.056	0.0175	811.399	0.095
5 ^{eme} étage	306	11776.756	0.013	977.91	0.051	0.017	914.606	0.072
6 ^{eme} étage	306	10029.253	0.012	884.153	0.044	0.0165	863.897	0.063
7 ^{eme} étage	306	8319.68	0.011	785.705	0.038	0.0155	728.023	0.057

8 ^{ème} étage	306	6498.478	0.01	682.883	0.031	0.014	678.987	0.044
9 ^{ème} étage	306	4918.983	0.008	554.873	0.023	0.013	525.493	0.039
10 ^{ème} étage	306	3230.279	0.007	441.187	0.017	0.011	463.789	0.025
11 ^{ème} étage	306	1606.445	0.006	300.733	0.009	0.0095	306.976	0.016
12 ^{ème} étage	306	0	0.004	214.356	0	0.008	315.514	0

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.9. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000.V.14., nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

V.1. Introduction :

On désigne par le nom éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux sollicitations notamment les actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ces éléments comportent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ✓ Moment maximal et l'effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- ✓ Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- ✓ Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
 - 2) $G+Q$
 - 3) $G+Q+E$
 - 4) $0.8G+E$
- [RPA99/ V2003] (Article 5.2)**

V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

A. Les armatures longitudinales : [RPA99] (Article 7.4.2.1) :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % ($b_1 * h_1$) en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 m en zone IIa
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right); l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

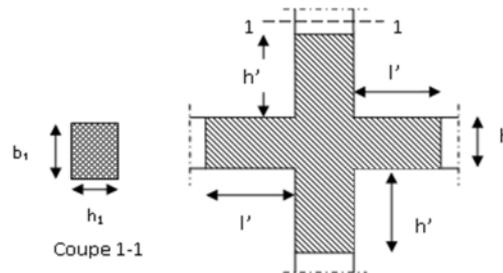


Fig.V.1 : Zone nodale.

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (Cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	60*65	31.20	156	234
1 ^{er} , 2 ^{eme} entre sol, 1 ^{er} étage	55*60	26.40	132	198
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50*55	22	110	165
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	40*45	14.40	72	108
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	35*40	11.20	56	84

B. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots(I) \text{ [RPA99/V2003] (Art 7.4.2.2)}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

Tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :



Fig. V. 2 : Armature transversales dans les zones nodales.

V.2. 1.Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2015, les résultats sont résumés dans le tableau (tabV.2)

Tableau. V.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux.

Niveau	N_{max} → M_{cor}	M_{max} → N_{cor}	N_{min} → M_{cor}
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)
RDC	3181,732	59,81	193,63
1+2+3 ^{ème} étage	2752,66	-13,68	-137,73
4+5+6 ^{ème} étage	2016,428	-35,04	99,49
7+8+9+10 ^{ème} étage	12228,73	-18,47	83,39
11+12 ^{ème} étage	422,16	12,72	50,08

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal

Niveau	section	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres
RDC et Sous-sol	60*65	4.79	31.20	31.29	8T20+4T14
1 et 2 et 3 ^{ème} étage	55*60	3.67	26.40	31.29	8T20+4T14
4 et 5 et 6 ^{ème} étage	50*55	4	22	22.24	8T16+4T14
7 et 8 et 9 et 10 ^{ème} étage	40*45	1.74	14.40	16.84	8T14+4T12
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	35*40	2.89	11.20	13.56	12T12

❖ Vérifications :

➤ Condition de non fragilité : $A \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_c$

Section (60*65) : $A_{min} = 0.23 \cdot 0.60 \cdot 0.63 \cdot 2.1 / 400 = 4.56 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots$ Vérifiée

Section (55*60) : $A_{min} = 0.23 \cdot 0.55 \cdot 0.58 \cdot 2.1 / 400 = 3.85 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots$ Vérifiée

Section (50*55) : $A_{min} = 0.23 \cdot 0.50 \cdot 0.53 \cdot 2.1 / 400 = 3.20 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots$ Vérifiée

Section (40*45) : $A_{min} = 0.23 \cdot 0.40 \cdot 0.43 \cdot 2.1 / 400 = 2.08 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots$ Vérifiée

Section (35*40) : $A_{min} = 0.23 \cdot 0.35 \cdot 0.38 \cdot 2.1 / 400 = 1.61 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots$ Vérifiée

a) Section des armatures transversales dans les poteaux :

Conformément aux exigences du RPA 99/2003 et du BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau. V.4 : Armatures transversales des poteaux.

Niveaux	RDC et sous-sol	1 ^{ère} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (Cm ²)	60*65	55*60	50*55	40*45	35*40
ϕ_t^{\max} (Cm)	2	2	2	2	2
ϕ_t^{\min} (Cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (m)	2.856	2.38	2.142	2.142	2.142
Λ_g	4.39	3.97	3.89	4.76	5.355
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
Vu (KN)	138.819	-155.943	-121.851	-92.74	-50.78
l_r (Cm)	80	80	64	56	56
S_t Zone nodale (Cm)	10	10	10	10	10
S_t Zone courante (Cm)	15	15	15	15	15
A_t (Cm ²)	3.00	3.65	3.12	2.90	1.19
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	4.95	4.54	4.13	3.30	1.58
A_t^{\min} Zone nodale (cm ²)	3.30	3.03	2.75	2.20	1.05
A_t Adopté (cm ²)	4.02	4.02	3.02	3.02	2.01
Nbre de cadres	8T8	8T8	6T8	6T8	4T8

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} = 20/3 = 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

V.2.4. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme : Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08\text{m}$ et un effort normal $N_u = 3.182\text{MN}$.

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

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{ si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{ si } \lambda > 50 \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul :**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.188 \text{ m}$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.188} \Rightarrow \lambda = 15.19 \Rightarrow \alpha = 0.82$

$B_r = (a-2) \times (b-2) = (60-2) \times (65-2) = 0.3654 \text{ m}^2$ (Section réduite).

Donc : $N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.20 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6.44 \text{ MN}$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau V.5 : Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_u^{\max} (MN)
RDC	4.08	2.856	0.188	15.19	0.82	31.20	0.3654	6.44	3.182
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3.40	2.38	0.173	13.76	0.82	26.40	0.3074	5.42	2.753
3 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.173	12.38	0.83	26.40	0.3074	5.49	2.753
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.159	13.47	0.83	22.00	0.2544	4.55	2.016
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.130	16.48	0.81	14.40	0.1634	2.86	1.229
11 ^{eme} et 12 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.115	18.63	0.80	11.20	0.1254	2.17	0.422

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

C) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va faire la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

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

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

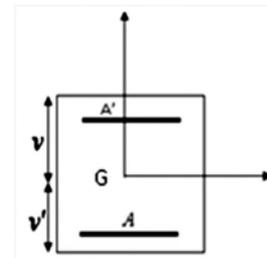


FIG. V.3. Section du poteau

$S = B = b \times h + 15 \times A$

Avec :

d : Distance utile.

A : Section d'armature tendue ; A' : Section d'armature comprimée.

V : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

V' : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue.

I_{gg} : Moment d'inertie équivalent.

Les résultats sont résumés dans le tableau V.6

Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section Cm ²	d Cm	A Cm ²	V Cm	V' Cm	N _{ser} KN	M _{ser} KN.m	I _{gg} m ⁴	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa
RDC et Sous-sol	60*65	60	31.20	35.45	29.55	2234.22	42.032	0.017	5.99	15
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55*60	55	26.40	32.68	27.32	1933.97	33.855	0.012	6.15	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50*55	50	22.00	29.91	25.09	1417.77	26.64	0.0084	5.55	15
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	40*45	40	14.40	24.38	20.62	865.313	23.58	0.0036	5.89	15
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	35*40	35	11.20	21.61	18.39	296.721	35.26	0.0022	5.36	15

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

b) Vérification aux sollicitations tangentés :

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}; \text{ Avec : } \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Vérifications des sollicitations tangentés dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
RDC et Sous-sol	60*65	2.856	4.39	0.04	60	138.819	0.39	1
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*60	2.38	3.97	0.04	55	-155.94	0.52	1
3 ^{ème} étage	55*60	2.142	3.57	0.04	55	-155.94	0.52	1
4, 5 et 6 ^{ème} étage	50*55	2.142	3.89	0.04	50	-121.85	0.49	1
7,8,9,10 ^{ème} étage	40*45	2.142	4.76	0.04	40	-92.740	0.58	1
11 et 12 ^{ème} étage	35*40	2.142	5.355	0.075	35	-50.780	0.41	1.875

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2. 2.Disposition constructive des poteaux :

➤ **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \phi_t \begin{matrix} \phi_t = 8mm \rightarrow L = 8cm \\ \phi_t = 10mm \rightarrow L = 10cm \end{matrix}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte: } L_r = 80cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte: } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{on adopte: } L_r = 60cm$$

➤ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

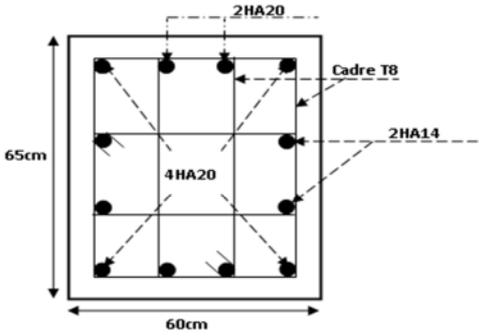
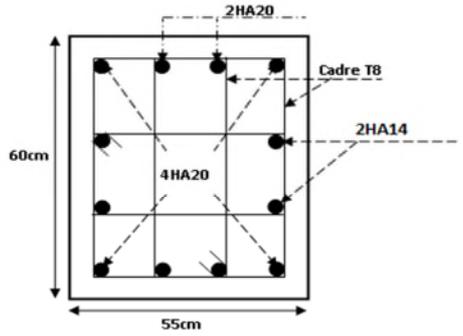
Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

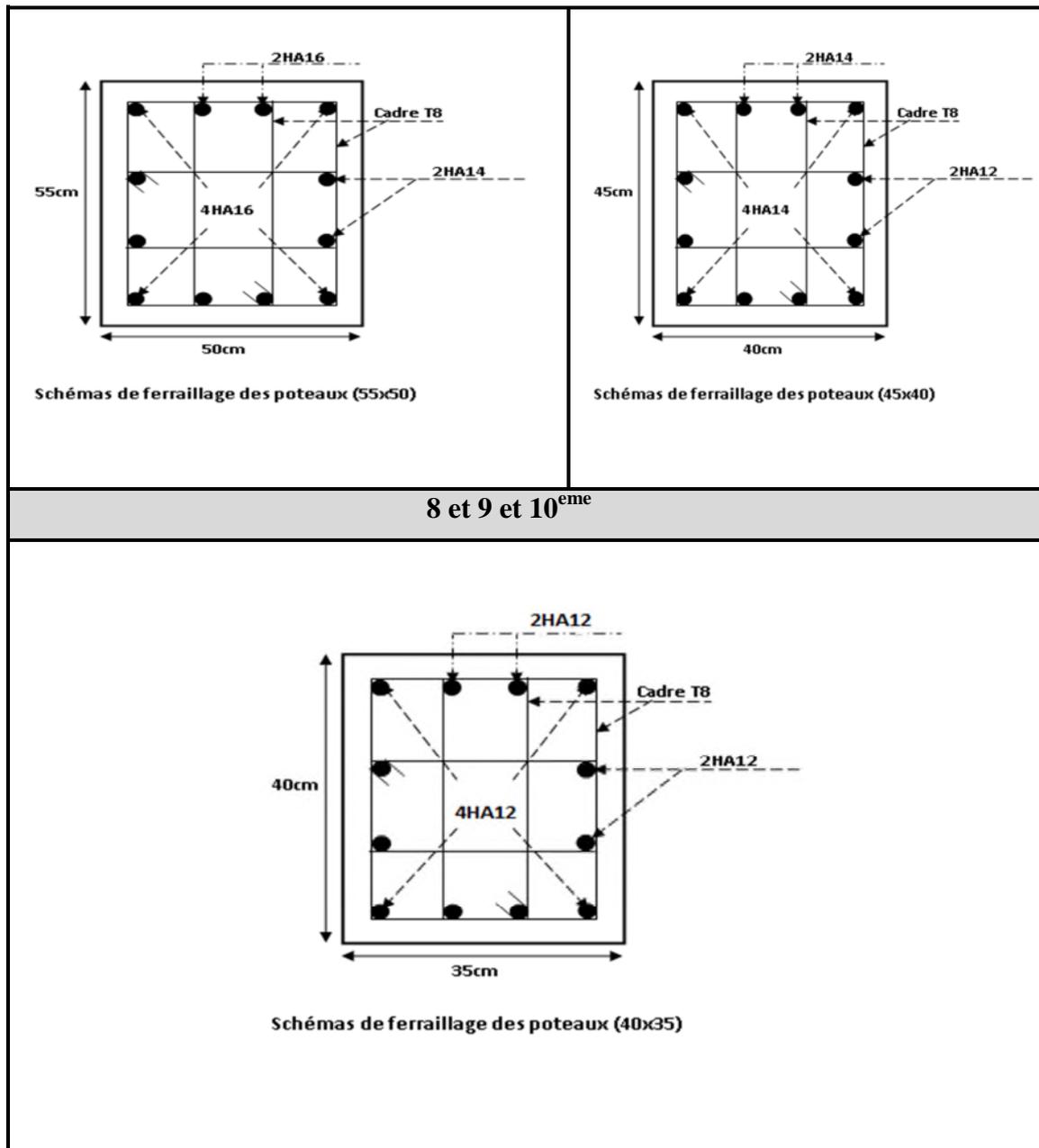
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right); \quad l' = 2h$$

Tableau V.8: Les dimensions de la zone nodale.

Niveaux	Section (cm ²)	h _e (cm)	h' (cm)	L' (cm)
RDC, sous-sol	60*65	408	68	130
2 entre sol	55*60	340	60	120
1 ^{er} étage	55*60	306	60	120
2, 3, 4 étage	50*55	306	60	110
5, 6, 7 étage	40*45	306	60	90
8, 9, 10 étage	35*40	306	60	80

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

RDC et sous-sol	2 entre sol et 1 ^{er} étage
 <p>Schémas de ferrailage des poteaux (65x60)</p>	 <p>Schémas de ferrailage des poteaux (60x55)</p>
2 et 3 et 4 ^{eme} étage	5 et 6 et 7 ^{eme} étage



V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations 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 l'application SOCOTEC, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version 2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G + E$$

[RPA99/Version 2003] (Art 5.2)

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40),
- poutres secondaires (30×35).

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{[RPA99/V2003] (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage: [RPA99/v2003] (Art 7.5.2)

❖ Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % $b \times h$ en zone courante.

6% $b \times h$ en zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, 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 coté 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.

Etage	Type de Poutres	Section (Cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (Cm ²)
RDC et étages courants	Principale	30×40	48	72	6
	Secondaire	30×35	42	63	5.25
Terrasse Inaccessible	Principale	30×40	48	72	6
	Secondaire	30×35	42	63	5.25

❖ Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement minimum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

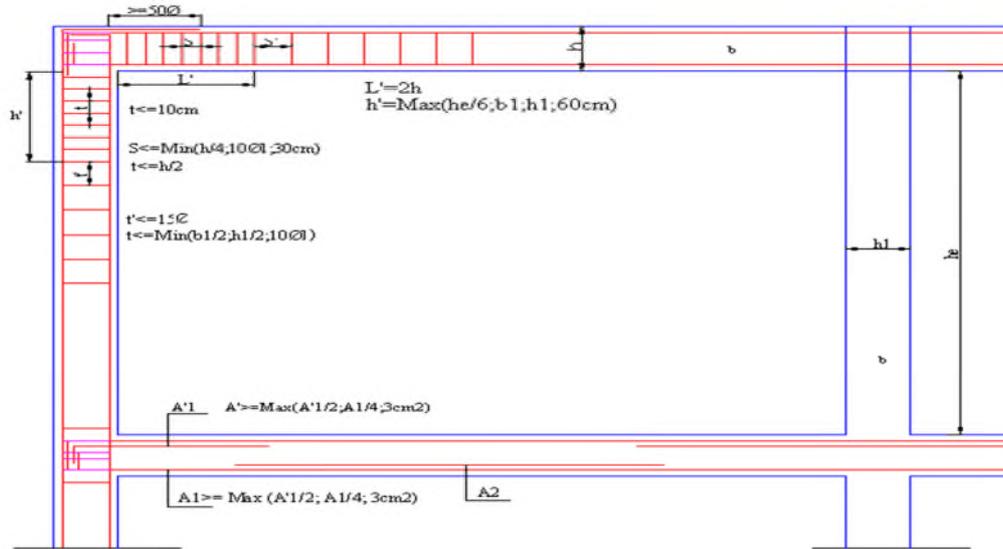


Fig. V.4: Dispositions constructives des portiques.

V.3.2. Calcul du ferrailage :

A. Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites de l'application SOCOTEC.

B. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

❖ Armatures longitudinales :

Les Résultats de ferrillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. V .10: Ferrailage des poutres.

Etage	Type de Poutres	Section (Cm ²)	Localisation	A (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)	L _r (cm)
RDC	Principale	30×40	Appui	8.95	6	6HA16=12.06	64
			Travée	5.15		6HA16=12.06	64
	Secondaire	30×35	Appui	8.16	5.25	6HA16=12.06	64
			Travée	6.83		6HA16=12.06	64
Les 2 entre sol	Principale	30×40	Appui	11.02	6	4HA16+2HA14=11.12	64
			Travée	7.38		4HA14+2HA16=10.18	64
	Secondaire	30×35	Appui	10.35		4HA16+2HA14=11.12	64

			Travée	9.21	5.25	4HA14+2HA16=10.18	64
Etages Courants	Principale	30×40	Appui	11.05	6	4HA16+2HA14=11.12	64
			Travée	7.26		4HA14+2HA16=10.18	64
	Secondaire	30×35	Appui	10.14	5.25	4HA16+2HA14=11.12	64
			Travée	6.78		4HA14+2HA16=10.18	64
Terrasse Inaccessible	Principale	30×40	Appui	7.98	6	6HA14=9.24	56
			Travée	5.64		6HA14=9.24	56
	Secondaire	30×35	Appui	3.2	5.25	6HA12=6.79	48
			Travée	2.52		6HA12=6.79	48

L_r : longueur de recouvrement.

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ [BAEL91](Art H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales :** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires :** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version 2003(Art 7.5.2.2) :

➤ Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10cm; 14.4cm, 30cm)$ Soit : $S_t = 10$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8.75cm; 16.8cm, 30cm)$ Soit : $S_t = 10$ cm

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm$; Soit : $S_t = 15cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 20cm$; Soit : $S_t = 15cm$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications :

❖ **A ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A = 2.01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27\text{cm}^2 \text{ la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Contrainte tangentielle maximale :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$.

Tableau. V .11: Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	113.938	1.085	Vérifiée
Poutres secondaires	180.085	2	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Appuis de rives $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) .$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis intermédiaires $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V .12.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	$A_t(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$A_1^{\text{rive}} (\text{cm}^2)$	$A_1^{\text{int}} (\text{cm}^2)$	Observation
Principales	11.12	113.938	121.8555	3.28	-7.846	Vérifiée
Secondaires	11.12	180.085	92.8983	2.67	-4.715	Vérifiée

❖ **À l'ELS :**

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **État 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.

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

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 de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V .13: Vérification de la contrainte limite de béton.

Plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I(Cm ⁴)	Y(Cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Terrasse	Poutres principales	Appuis	48.7177	79885.908	13.2	8.05	15
		Travées	28.9018	61929.1	11.5	5.37	15
	Poutres secondaires	Appuis	20.4105	28320.379	8.32	6	15
		Travées	15.7767	55419.28	7.53	2.14	15
RDC et Etages Courants	Poutres principales	Appuis	52.5586	100044.15	14.90	7.83	15
		Travées	25.2068	74638.542	12.72	4.30	15
	Poutres secondaires	Appuis	23.7175	65922.17	13.09	4.71	15
		Travées	11.7045	49992.02	11.27	2.64	15

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.04 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.04 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

Les conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99 (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

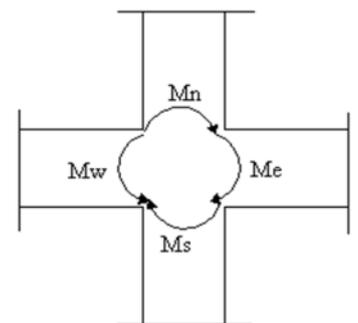


Fig. V.7 : Schéma de La zone nodale.

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 du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z = 0.9 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14: Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (Cm ²)	Z(Cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	60*65	58.5	31.20	635.17
Les 2 entre sol	55*60	54	26.40	496.11
1 ^{er} étage	55*60	54	26.40	496.11
2,3,4 ^{ème} étage	50*55	49.5	22.00	378.97
5,6,7 ^{ème} étage	40*45	40.5	14.40	202.95
8,9,10 ^{ème} étage	35*40	36	11.20	140.31

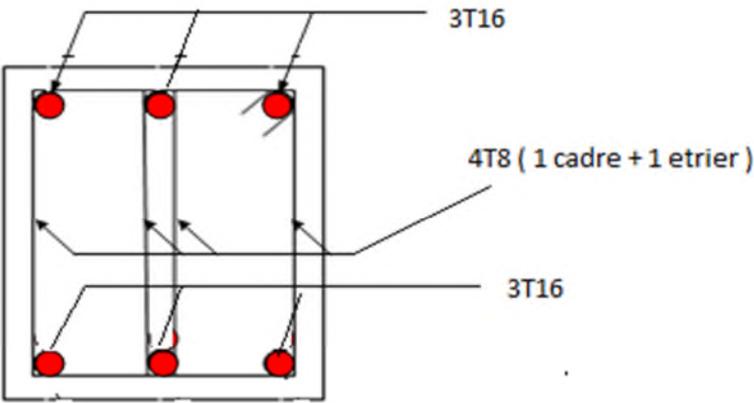
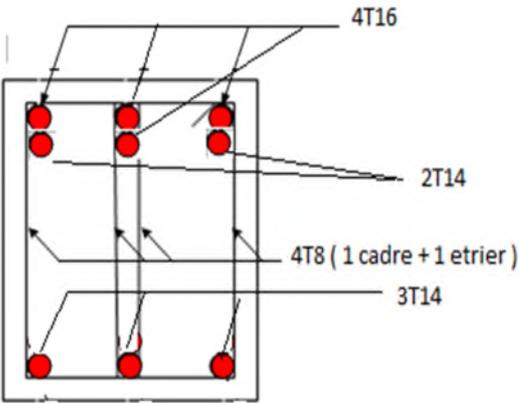
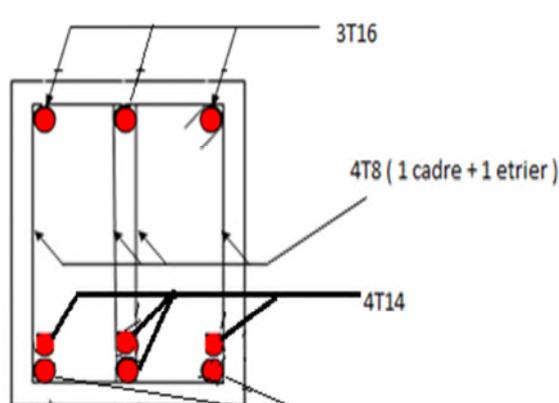
❖ Détermination du moment résistant dans les poutres :

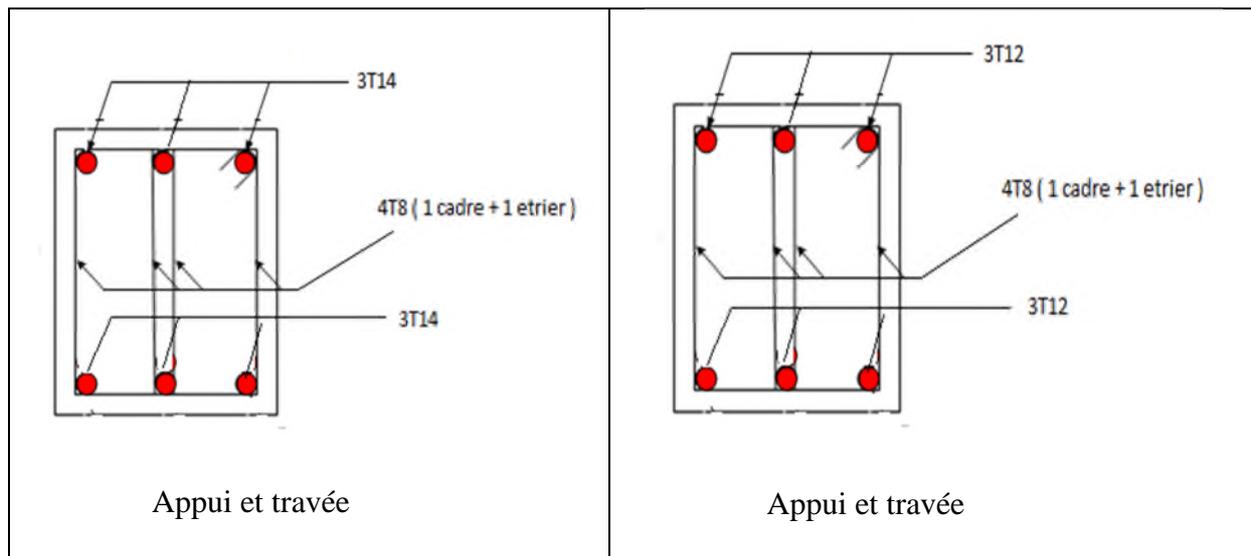
Tableau V.15: Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25 (M _e +M _w)	Observation
RDC	yy	635.17	635.17	1270.34	151.1	151.1	377.75	Vérifiée
	xx	635.17	635.17	1270.34	151.1	151.1	377.75	Vérifiée
1 ^{er} Entre sol	yy	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
2 ^{ème} Entre sol	yy	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage 1	yy	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	496.11	496.11	992.22	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage 2	yy	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage 3	yy	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage 4	yy	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	378.97	378.97	757.94	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage5	yy	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage6	yy	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage7	yy	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
	xx	202.95	202.95	405.9	139.31	139.31	348.275	Vérifiée
Etage8	yy	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée
	xx	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée
Etage9	yy	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée
	xx	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée
Etage10	yy	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée
	xx	140.31	140.31	280.62	74.43	74.43	186.075	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens dans tous les étages donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

❖ Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaire :

RDC (Appui et Travée)	
	
Les deux entre sol et les étages courant	
 <p>Appui</p>	 <p>Travée</p>
Terrasse inaccessible PP	Terrasse inaccessible PS



V.4. Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ✓ ELU.
- ✓ $G+Q\pm E$.
- ✓ $0.8G\pm E$.

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

➤ **Armatures verticales :**

- ✓ Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ **Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

➤ **Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- ✓ $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$. ;
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section(e × 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

$$d = 0.9 L ; d' = 0.1 L ; A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

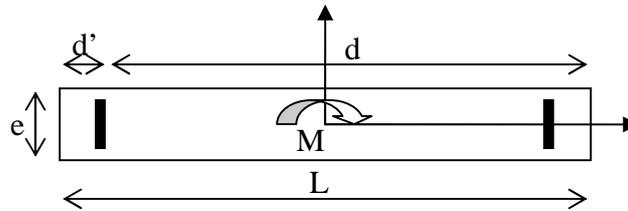


Fig. V.6. Schéma d'un voile plein

❖ **Armatures horizontales**

On fixe St et on calcule A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas de reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

❖ **La longueur de recouvrement.**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

❖ **Diamètres des barres :**

$$\phi \leq e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

❖ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

Ah min/ml: Section d'armature horizontale minimale mètre linière.

Ah cal/ml: Section d'armature horizontale mètre linière.

Ah adop/ml: Section d'armature horizontale adoptée mètre linière.

N^{barre}/ml : nombre de barres adoptées mètre linière.

N.B : les résultats de ferrailage des voiles sont presque les mêmes pour les voiles (Vx1, Vx2, Vx3, Vx4) et sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Résultats de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 et Vx3 et Vx4

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étage
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	473.19	967.975	94.59	73.33	36.72
N (KN)	8.825	-3.08	513.095	489.428	333.369
V(KN)	117.46	89.024	81.062	66.89	33.47
τ_U Mpa	0.609	0.456	0.618	0.462	0.231
Av cal (cm ²)	8.963	14.003	8.778	7.951	5.085
Av min (cm ²)	4.5	4.5	3.375	3.375	3.375
Av adop (cm ²)	16.08	16.08	12.32	9.05	6.28
$N^{barre}/$ par face	8T16	8T16	8T14	8T12	8T10
S_t (cm)	Extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm ²)	0.76	0.57	0.41	0.405	0.22
Ah min/ml (cm ²)	0.3	0.3	0.225	0.225	0.225
Ah adop/ml (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{barre} / ml	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.17: Résultats de ferrailage des voiles Vy1 et Vy4 :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étage
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	721.58	157.22	24.79	27.29	16.77
N (KN)	294.212	762.132	667.669	476.692	298.643
V(KN)	72.263	74.273	94.99	78.34	36.796

τ_U Mpa	0.375	0.385	0.493	0.542	0.542
Av cal (cm ²)	10.413	13.457	10.31	7.637	4.152
Av min (cm ²)	4.5	4.5	3.375	3.375	3.375
Av adop (cm ²)	16.08	16.08	12.32	9.05	6.28
N ^{barre} / par face	8T16	8T16	8T14	8T12	8T10
S _t (cm)	Extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm ²)	0.47	0.48	0.62	0.51	0.51
Ah min/ml (cm ²)	0.3	0.3	0.225	0.225	0.225
Ah adop/ml (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} / ml	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.18: Résultats de ferrailage des voiles Vy2 et Vy3 :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étage
L (cm)	200	200	200	200	200
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	1042.19	1186.15	33.625	95.78	657.43
N (KN)	170.638	181.541	760.048	545.369	116.62
V(KN)	250.057	159.092	41.15	43.79	17.695
τ_U Mpa	0.972	0.622	0.213	0.227	0.092
Av cal (cm ²)	12.889	14.815	11.651	8.613	8.028
Av min (cm ²)	6	6	4.5	4.5	4.5
Av adop (cm ²)	16.08	16.08	12.32	9.05	10.68
N ^{barre} / par face	8T16	8T16	8T14	8T12	8T12
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	25	25	25	25
Ah cal/ml (cm ²)	1.22	0.78	0.69	0.65	0.52
Ah min/ml (cm ²)	0.3	0.3	0.225	0.225	0.225
Ah adop/ml (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} / ml	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ **Schémas de ferrailage :**

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vx1 au niveau de RDC ($L \times e = 150 \times 20 \text{ cm}^2$):

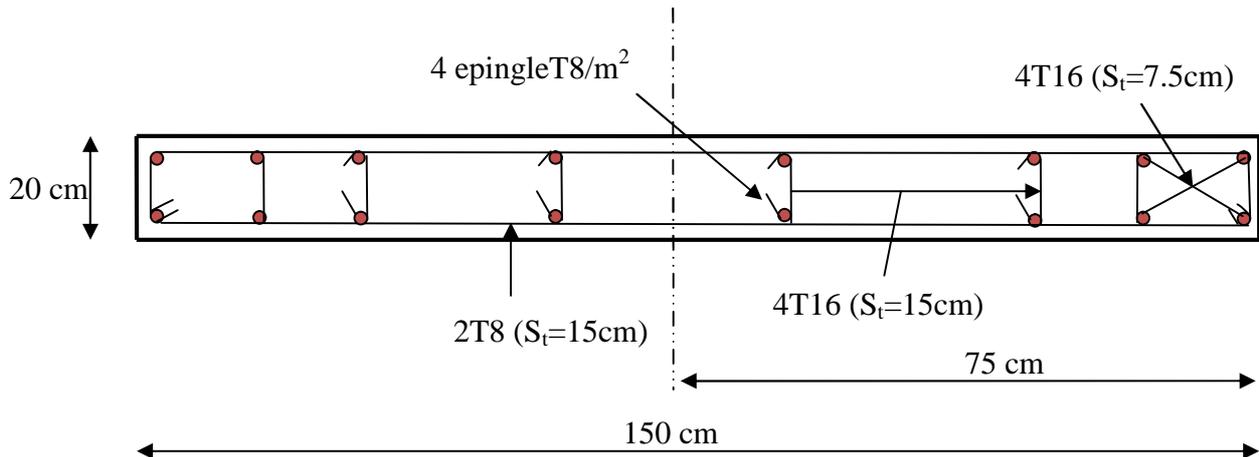


Fig. V.7 : Schéma de ferrailage du voile Vx1.

VI.1.Introduction :

Toute structure réalisée doit devront satisfaire des conditions, parmi lesquelles on citera les plus importantes : la condition de stabilité et la condition d'équilibre pour résister aux différentes actions (les charges permanentes, les charges d'exploitation, la poussé du sol).On divise la structure en deux parties :

- ✓ La partie supérieure (la superstructure) :c'est la partie étudiée dans les chapitres précédents.
- ✓ La partie inférieure (l'infrastructure) : elle est concernée par notre étude dans ce chapitre.

VI.2.Définition des fondations:

Les fondations sont la base de la structure, elles reçoivent les charges venant des éléments supérieurs, et les transmettent au sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. Le rapport géotechnique a donné une contrainte admissible 1.8 bars.

VI.3. Le dimensionnement des fondations :

Les fondations sont calculées selon le RPA99 (Article 10.1.4.1) avec les combinaisons suivantes : $G+Q\pm E$ et $0.8\cdot G\pm E$

VI.4. Etude des fondations:

Selon le rapport du sol, il préconise :

- Des fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations à une profondeur de 2.4m par rapport à la cote d'assiette après terrassement.
- La contrainte admissible à prendre en considération dans les calculs est de 1.8bars.

Les caractéristiques du sol sont :

- Un angle $\varphi=32^\circ$;
- Une cohésion $C=0.15\text{bar}$;
- Une densité $\gamma=20.1\text{KN/m}^2$

Pour déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux types ne satisfont pas les conditions on passera au radier.

VI.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N = 3.18173 \text{ MN}$$

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

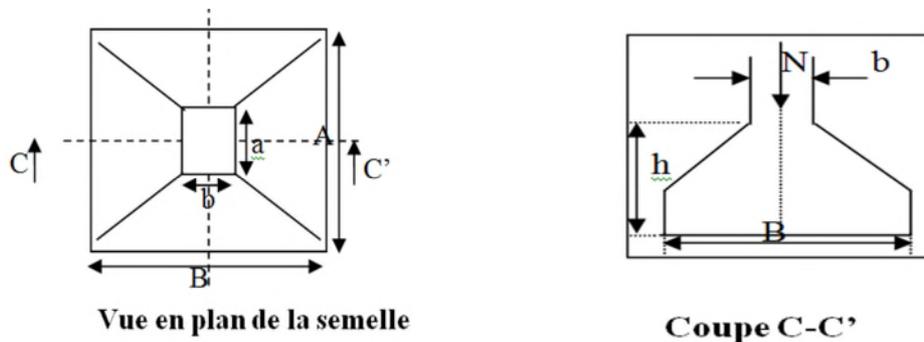


Fig.VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = B^2$.

$$N_{pot} = 3.18173 \text{ MN}; \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0.180 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \quad \text{AN: } B = 4.20 \text{ m}$$

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 à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L , située sous un portique de 6 poteaux (le portique le plus chargé)

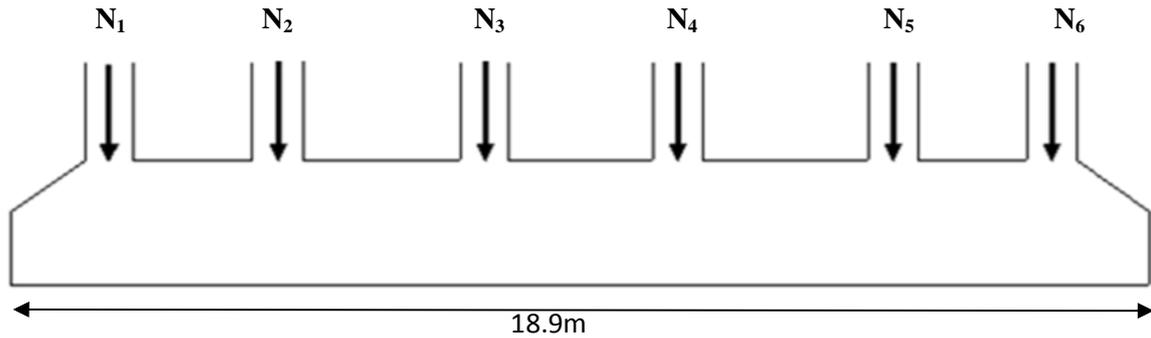


Fig.VI.2 : Schéma de la semelle filante.

$N_1=2202.07\text{KN}$, $N_2=1939.952\text{KN}$, $N_3=1758.515\text{KN}$, $N_4=2070.728\text{KN}$, $N_5=1354.566\text{KN}$, $N_6=1537.685\text{KN}$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Effort normal provenant de la semelle estimé.

$N_i=10863.516\text{ KN}$

$N_s = (25 \times 0.40 \times 1.5 \times 18.9) + 6 (25 \times 0.6 \times 0.65 \times 1.5) = 371.25\text{KN}$

$N = N_s + N_i = 11234.41\text{KN}$

$$\frac{N}{B * L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11234.41}{180 * 18.9} = 3.3\text{m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.3m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.4.3.Vérification de Radier nervuré :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$\frac{N}{S_{radier}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{57671.7}{180} \Rightarrow S_{rad} \geq 320.39\text{m}^2$$

Avec :

N : est charge totale transmise par la superstructure tiré a partir de SAP2000.V.14 la surface du batiment est $S_{batiment}=236.32\text{m}^2$

On voit bien que $S_{\text{cal}} = 1.356 S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

D= Débord

$D = S_{\text{rad}} - S_{\text{bat}} / p = 320.39 - 236.32 / 80 = 1\text{m}$, donc : $D = 100\text{cm}$

VI.4.3.1 Pré dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ La condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\text{max}} = 4.70\text{m}$

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{470}{10} \Rightarrow h_t \geq 47\text{cm};$$

Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{470}{20} \Rightarrow h_r \geq 23.5\text{cm};$$

➤ La condition de rigidité :

$$\begin{cases} L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un bon sol donc $K = 12 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de nervure, on prend une bande de 1m.

$$\text{On a : De (1) et (2)} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\text{max}}^4 * K}{E * \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.70^4 \times 12 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 0.95 \text{ cm}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t=100\text{cm}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq (0.07 / \gamma) f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times b = \frac{40189.308 \times 4.70}{2 \times 320.39} \times 1 = 294.78 \text{ KN.}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$d = \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.253 \text{ m}$$

A partir de ces trois condition on opte pour :

$h_t = 100 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

$h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 320.39 \text{ m}^2 \geq S_{\text{bat}} = 236.32 \text{ m}^2$

VI.4.3.2 Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{[CBA93] (Article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

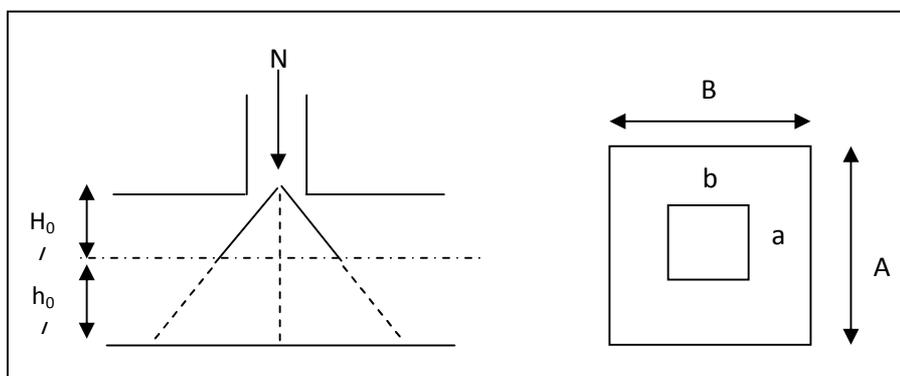


Fig.VI.3 : Schéma du poinçonnement.

- **Sous poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60*65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2*(A+B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a+h = 0.60+1=1.6 \\ B = b+h = 0.65+1=1.65 \end{array} \right. \implies U_c = 6.5\text{m}$$

$N_d = 3.1817\text{MN} \leq 0.045 \times 6.5 \times 1 \times (25/1.5) = 4.87\text{MN} \dots \dots \dots C'$ est vérifiée.

b) Vérification de la contrainte du sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N : l'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique a la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 10605 \text{ m}^4$ et $X_G = 11.89 \text{ m}$.

$I_y = 41438 \text{ m}^4$ et $Y_G = 5.773 \text{ m}$

$M_x = 39852.1913\text{KN.m}$; $M_y = 36835.5061\text{KN.m}$

$N' = N + P \Rightarrow N' = 40189.308 + 3203.9 \Rightarrow N' = 43393.208\text{KN}$

Avec : $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 25 \times 0.40 \times 320.39 = 3203.9\text{KN}$ c'est le poids propre du radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.154\text{MPa}; \quad \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.114\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.144\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 0.27\text{MPa} \dots \dots \dots C'$$
est vérifiée.

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.146\text{MPa}; \quad \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.125\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.141\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 0.27\text{MPa} \dots \dots \dots C'$$
est vérifiée.

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Dans le sens X-X : $e = \frac{39852.19}{43393.208} \Rightarrow e = 0.92m < \frac{21.26}{4} = 5.32m \dots\dots\dots$ Vérfifiée
- Dans le sens Y-Y : $e = \frac{36835.51}{43393.208} \Rightarrow e = 0.85m < \frac{11.80}{4} = 2.95m \dots\dots$ Vérfifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

N_u : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{57671.7 \times 4.70 \times 1}{2 \times 320.39} = 423.01KN \Rightarrow \tau_u = \frac{423.01}{1 \times 0.36} = 1.175MPa \leq 2.5MPa \dots\dots\dots$$
verifie

VI.4.3.3 Ferrailage :

A) Ferrailage de la dalle du radier :

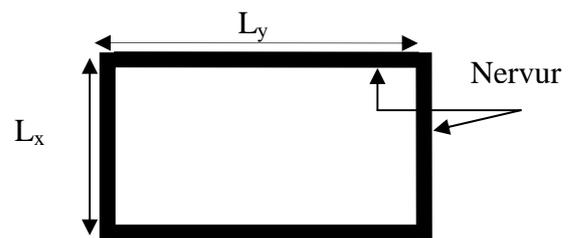
Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable de dimension $L_x = 3.40m$; $L_y = 3.85m$ et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1) Calcul des sollicitations à L'ELU:

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$N_u = 60875.6KN$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{60875.6}{320.39} \Rightarrow q_u = 190KN$$



$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.8$ **Fig.VI.4.c: Dalle sur appuis**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0615 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 171.406KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times Mx \Rightarrow M_0^y = 102.14KNm$

- **En travée :**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 145.69 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 86.82 \text{ KNm}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 85.7 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 51.07 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

➤ **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; h_r = 40 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; \rho = 0.88$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.52 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	145.69	12.13	3.52	8HA14=12.32	12.5
	Appui	85.7	7.02	3.52	7HA12=7.92	14
Sens y-y	Travée	86.82	7.11	3.2	7HA12=7.92	14
	Appui	51.07	4.13	3.2	5HA12=5.65	20

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 * (3 - \rho) * b * h / 2 \\ A_y = \rho_0 * b * h \end{cases}$$

Pour des HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 3.52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\text{Armatures // } L_x: S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

1) Calcul des sollicitations à L'ELS :

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$N = 43393.208 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{43393.208}{320.39} \Rightarrow q_s = 135.44 \text{ KN/m}^2$$

N_s : Effort à ELS (avec le poids du radier)

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 124.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_0^y = 88.72 \text{ KNm}$$

- **En travée :**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 106.05 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 75.41 \text{ KNm}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 62.39 \text{ KNm}$$

État limite de compression du béton :

En travée :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moment	Valeurs(KNm)	A_{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observation
x-x	M_t	106.05	12.32	9.83	0.00158	6.589	262.99	N'est pas vérifiée
	M_a	62.39	7.92	8.136	0.001102	4.605	236.56	
y-y	M_t	75.41	7.92	8.14	0.001102	5.567	285.96	
	M_a	62.39	5.65	7.01	0.000827	3.758	233.17	

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

localisation		Choix par (m)	A_{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	St(cm)
travée	xx	8HA16	16.08	10.98	0.001951	5.969	203.88	12.5
	yy	6HA14	9.24	9.74	0.001555	4.724	190.88	16
appui		7HA14	10.78	9.29	0.001421	4.079	175.83	14

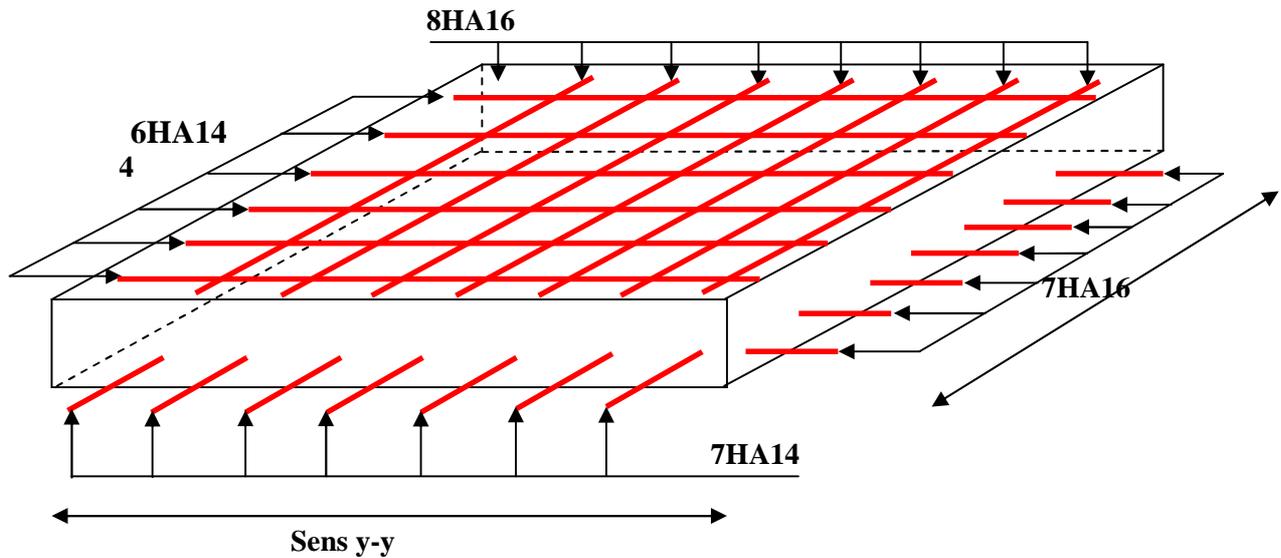


Fig.VI.5 : Schéma de ferrailage de radier.

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45$

B) Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

1) Calcul des sollicitations:

$Q_u = 190 \text{ kN}$, $Q_s = 135.44 \text{ kN}$, $D = l = 100 \text{ cm}$.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 95 \text{ kNm}$$

2) Calcul du ferrailage :

➤ Armatures principales :

$$A_t = M_x / \sigma_{st} * Z$$

En tenant en compte la continuité des panneaux, les moments seront réduits, ainsi :

- **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_u = 80.75 \text{ kN.m}$

- **En appui :** $M_{ax} = 0.4 M_u = 38 \text{ kN.m}$

➤ Armature de répartition :-

$$A_{sec} = A / 4 = 12.32 / 4 = 3.08 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$$

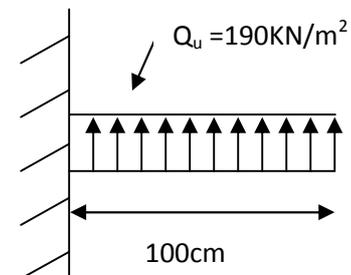


Fig.VI.6 : Schéma statique du débord.

➤ **Espacement (St):**

$$St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 190 \times 1 = 190\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.528\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Verifieer}$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: sections d'armatures du débord

M(KN)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)	Ar (cm ² /m)
95	7.8	4.35	4HA16=8.04	20	5HA12 =5.23

Ferrailage des nervures:

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

▪ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ **Charges triangulaires :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec : q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : Le plus grand porté du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : Le plus grand porté du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

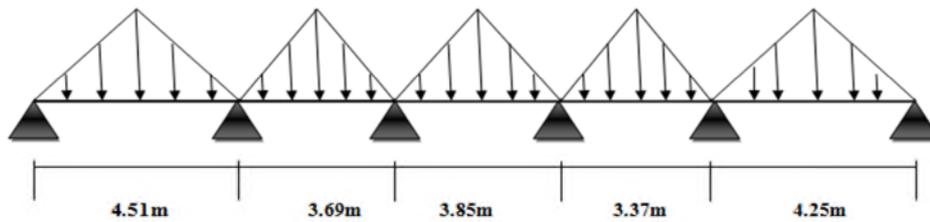
$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

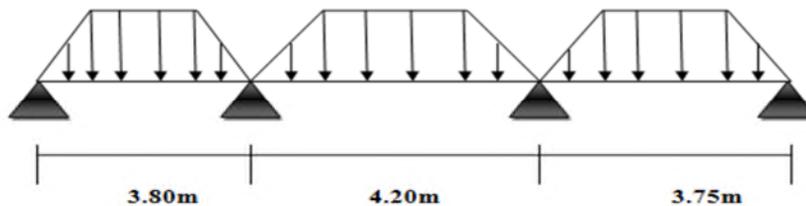
$$q_u = 190 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \quad q_s = 135.44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens

• **Sens (x-x) :**



• **Sens (y-y) :**



➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad \text{Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée :**

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.51	4.51	571.27	217.86	-1057.73	1.861	988,966
B-C	3.69	2.95	467.4	-1057.73	-512.414	2.137	51,326
C-D	3.85	3.08	487.67	-512.414	-457.856	1.954	418,632

D-E	3.35	2.68	424.33	-457.856	-840.219	1.406	-38,431
E-F	4.25	4.25	538.33	-840.219	182.31	2.492	831,641

Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	3.8	3.80	476.25	154.02	-753.524	1.49	524.151
B-C	4.20	3.36	520.04	-753.524	-745.8	2.1	397.029
C-D	3.75	3.75	480.63	-745.8	22.52	2.29	513.105

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

h=100cm; h₀=40cm; b₀=65cm; d=95cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{470}{10}; \frac{441}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(47; 220.5)$$

Soit : b₁ = 45cm

Donc b = b₁ × 2 + b₀ = 155cm

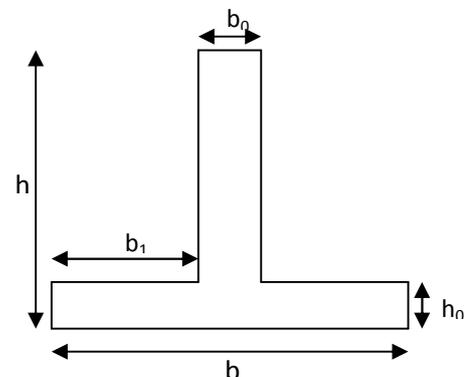


Fig.VI.7: Section à ferrailer.

Tableau VI.6: Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier.

		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	988.966	30.72	17.78	6T25+2T20=35.73
	appuis	1057.73	32.91	17.78	6T25+2T20=35.73
Y-Y	Travée	524.151	16.078	17.78	6T25=29.45
	appuis	753.524	23.25	17.78	6T25=29.45

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 29.45\text{cm}^2 > 8.93\text{cm}^2$ c'est vérifiée.

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

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 6754\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.458\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(34.28; 60; 20) = \text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(30; 12; 20) = 12\text{ cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

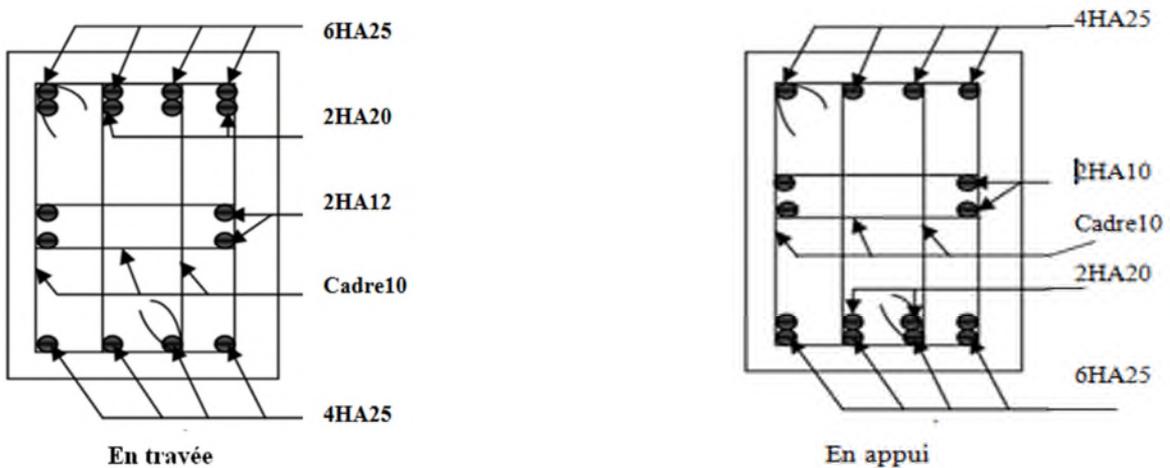
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}.$$

Tableau VI.7: Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	988.966	24.5	0.03407	5.07	218.7	vérifiée
	M_a	1057.73	23.79	0.031053	5.54	237.2	vérifiée
y-y	M_t	524.151	24.54	0.0340635	2.75	118.75	vérifiée
	M_a	753.524	23.79	0.0310532	4.04	181.438	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage des nervures :**

Sens X-X :



Sens y-y

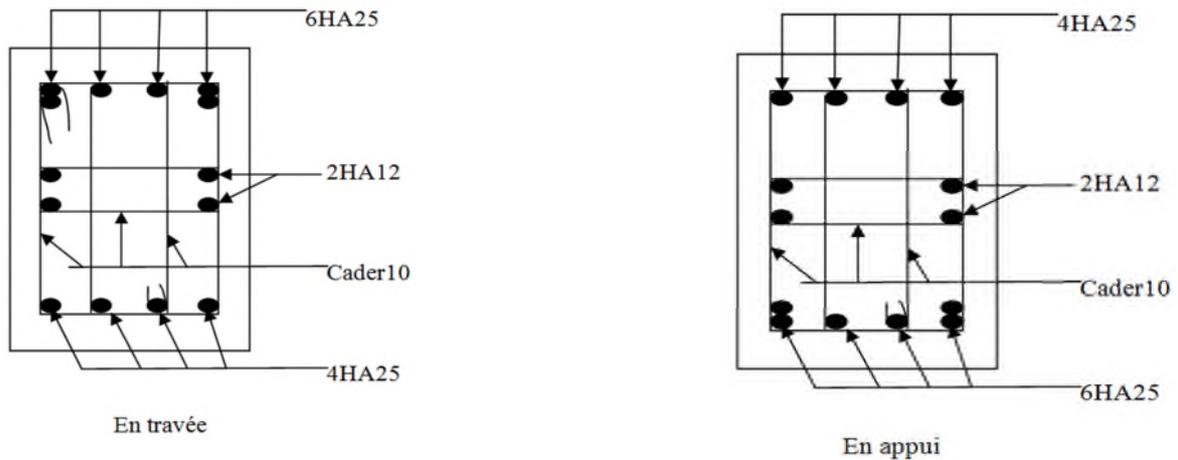


Fig.VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures.

VI.5. Etude du voile périphérique :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.5.1. Dimensionnement :

On adopte une épaisseur $e=20$ cm, la longueur $L=4.51$ m, la hauteur $h=4.08$ m.

VI.5.2. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.1$ KN/M³.

Angle de frottement : $\varphi=32^\circ$

Une cohésion : $C=0.15$ bar

VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

$$\text{a) Poussée des terres: } G = h * \gamma * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2.4 * 20.1 * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right) = 25.176 \text{ KN / ml}$$

b) Charge due à la surcharge:

$$q = 10 \text{ KN/m}^2, Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.07 \text{ KN/ml}$$

VI.5.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé encastrés en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{ KN} / \text{m}^2$.

a) A L'ELU :

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$L_x=4.08\text{m}$, $L_y=4.51\text{m}$, $B=1\text{m}$, $h=20\text{cm}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.07 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = 1.5Q + 1.35G \Rightarrow \sigma_{\max} = 38.59 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

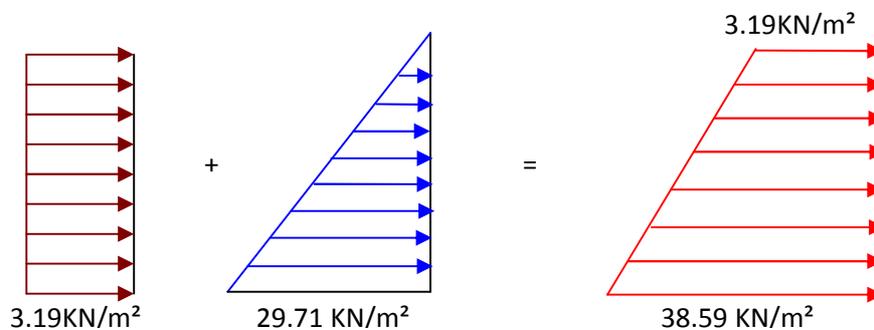


Fig. VI.9: Diagramme des contraintes.

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe 4}]$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{0x} = 22.55 \text{ KN} * \text{m}.$$

$$M_{0y} = 17.67 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 15.02 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 19.16 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 8.84 \text{ KN} * \text{m}$$

Tableau VI.8: Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
X-X	travée	19.16	0.0111	0.0133	0.3582	1.54	2	4HA12=4.52
y-y	travée	15.02	0.008	0.012	0.0.359	1.2	2	4HA12=4.52
x-x	Appui	8.84	0.005	0.006	0.359	0.0.71	2	4HA12=4.52

➤ **Vérifications à l'E.L.U :**

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

$$A_{\min} = 0.1 \times 20 \times 100 / 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Les espacements :**

- **Armatures // L_x :** $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$
- **Armatures // L_y :** $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 46.2 \text{ KN.}$$

$$\text{On a } V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = \frac{29.71 * 4.08}{3} = 40.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

a) A L'ELS:

$$\sigma_{\min} = Q = 3.07 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 28.246 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS: } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \quad \text{(Annexe 4)}$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{0x} = 22.55 \text{ KN} .m$$

$$M_{0y} = 17.67 \text{ KN} .m$$

$$M_{tx} = 19.16 \text{ KN} .m$$

$$M_{ty} = 15.02 \text{ KN} .m$$

$$M_{ap} = 8.84 \text{ KN} .m$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3} , 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9: Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	19.16	4.3	15376	2.29	43.17	Vérifier
	YY	15.02	4.4	15377	0.908	25.39	
Appuis		8.84	4.3	15376	1.35	43.17	

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

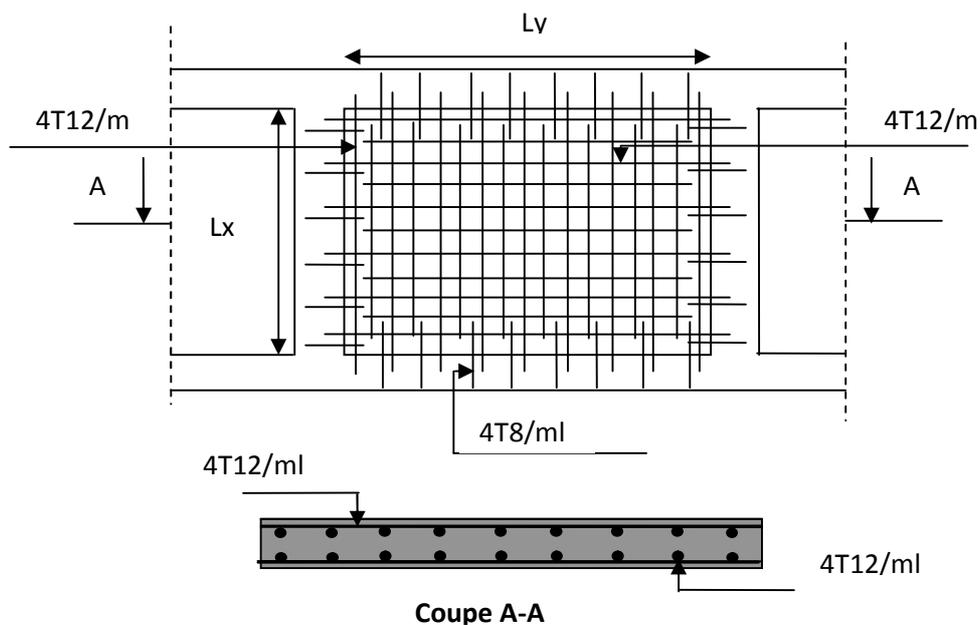


Fig.VI.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

IV.6. Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.

- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et satisfaisant.

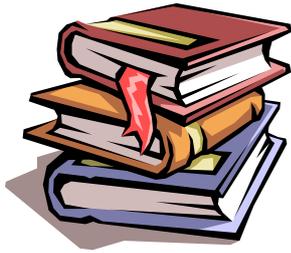
Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine.

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.

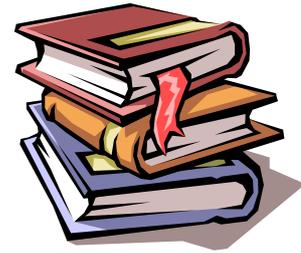
Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

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.



bibliographie

bibliographie



- ✓ **RPA99 version 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- ✓ **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✓ **DTR BC 2.33.1** (Règles de calcul des fondations superficielles), édition 1992.
- ✓ **DTR BC 2.41 C.B.A93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ Règles **BAEL 91 modifié 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ Notes de cours (Béton, MDS et RDM).
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

ANNEXE 1

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

\emptyset	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

ANNEXE 2

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe3

VALEURS DE M1 ET M2 POUR $\rho = 0.8$

u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeurs de M₁											
0.0		0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
0.4	0.205	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.095	0.086	0.078	0.073	0.066
0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeurs de M₂											
0.0		0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.057	0.057	0.053	0.047
0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.046	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.042	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Généralités

Chapitre I

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II

Etude des éléments secondaires

Chapitre III

Etude dynamique

Chapitre IV

SUMMARY

BIBLIOGRAPHIE

Introduction Générale

Conclusion Générale

Etude des éléments
structuraux

Chapitre V

Etude d'infrastructure

Chapitre VI

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur du voile.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

A_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_i : La flèche totale.

Δf_{adm} : La flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji}^f : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi}^f : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi}^f : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv}^f : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_d et M_g : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{c_j} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{t_j} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : Chargement KN/ml.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

ζ : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.