



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en
Génie-Civil
Spécialité Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9+Duplex+
sous sol), Contreventé par un système
mixte (Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

M^r FAID Abdelkader

M^r YAHIAOUI Tarik

Encadré par :

M^r TAHAKOURT

Membres de Jury:

M^r BOUKELLOUDA

M^{me} BOUGHAMSA

Promotion 2015/2016

Remerciement

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

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études, sans oublier notre promoteur Mr TAHAKOURT de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

En fin, tous nos amis, amies en particulier Mr BOUFOUS Yacine ; et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Table des matières

Chapitre I Généralité

I.1.	Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.	Présentation du projet :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.	Caractéristiques de la structure :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.	Données du site :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.	Choix du contreventement :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.6.	Règlements et normes utilisés :	Erreur ! Signet non défini.
I.7.	Etat Limites :	Erreur ! Signet non défini.
I.7.1.	Définition:	Erreur ! Signet non défini.
I.7.2.	États limite ultimes (ELU) :	Erreur ! Signet non défini.
I.7.3.	Etats limite de service (ELS) :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.8.	Actions et sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1.	Les actions :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.8.2.	Les sollicitations :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.9.	Caractéristiques des matériaux :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.9.1.	Le béton :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.9.2.	L'acier :	Erreur ! Signet non défini.
I.10.	Hypothèses de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
I.10.1.	Calcul aux états limites de services :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.10.2.	Calcul aux états limite ultimes de résistance :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.11.	Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2.	Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.	Planchers à corps creux :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.	Les poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.	Dalles pleines :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.	Les poutres	Erreur ! Signet non défini.
II.2.5.	Ascenseur	Erreur ! Signet non défini.
II.2.6.	Les voiles.....	Erreur ! Signet non défini.

II.2.7.	L'acrotère (terrasse inaccessible)	Erreur ! Signet non défini.
II.2.8.	Les escaliers:	Erreur ! Signet non défini.
II.2.9.	Les poteaux	Erreur ! Signet non défini.
II.3.	Evaluation des charges et surcharges	Erreur ! Signet non défini.
II.4.	Descente des charges:	Erreur ! Signet non défini.
II.5.	Vérification :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.	Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2.	Vérification au flambement :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.3.	Vérification de l'effort normal réduit :	Erreur ! Signet non défini.
II.6.	Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III Les éléments non structuraux

III.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2.	Etude du plancher	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.	Plancher à corps creux	Erreur ! Signet non défini.
III.3.	Dalles pleines :	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.	Plancher dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
III.4.	Etude de la dalle de la cage d'ascenseur	Erreur ! Signet non défini.
III.5.	Etude de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1.	Hypothèses de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2.	Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3.	Calcul des sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4.	Calcul de l'excentricité :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.5.	Ferraillage :	Erreur ! Signet non défini.
III.6.	Etude des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1.	Etude de type d'escalier 1 :	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2.	Etude de type d'escalier 2 :	Erreur ! Signet non défini.
III.7.	Poutre de chaînage :	Erreur ! Signet non défini.
III.7.1.	Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3)	Erreur ! Signet non défini.
III.8.	Poutre palière :	Erreur ! Signet non défini.
III.8.1.	Dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
III.8.2.	Calcul de la poutre palière :	Erreur ! Signet non défini.
III.9.	Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1.	Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.	Objectifs et exigences :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.	Méthodes de calcul :	Erreur ! Signet non défini.

IV.3.1.	Méthode statique équivalente :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.2.	Méthode dynamique modale spectrale :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3.	Méthode d'analyse par accélérogramme :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.	Modélisation :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.	Disposition des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1.	Mode de vibration et taux de participation des masses	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2.	Comportement de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3.	Vérification de la résultante de la force sismique	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.4.	Vérification de l'effort normale réduit	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.5.	Calcul des déplacements	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.6.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9)	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.	Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1.	Etude des poutres :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1.	Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2.	Recommandation de BAEL :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3.	Calcul du ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.4.	Vérification à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5.	Vérification à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.	Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.	Etude des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.	Recommandations du RPA99 (version 2003) :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.	Sollicitations de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4.	Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.2.5.	Vérifications	Erreur ! Signet non défini.
V.3.	Etude des voiles :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1.	Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2.	Recommandation du RPA :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3.	Ferrailage des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4.	Schéma de ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.4.	Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI Etude des fondations

VI.1.	Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.	Choix du type des fondations :.....	Erreur ! Signet non défini.

VI.3.	Etude des fondations :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1.	Vérification des semelles isolées :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.	Vérification des semelles filantes :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.	Radier général :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.4.	Ferraillage des nervures :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.	Voile périphérique :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.	Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.	Dimensionnement des voiles périphériques :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.	Caractéristiques du sol :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.4.	Evaluation des charges et surcharges:	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.5.	Ferraillage du voile périphérique:	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.	Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme des contraintes du béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.2. Diagramme des contraintes limite du béton	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.4. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.1. Plancher à corps creux.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.3. Dalle sur 2 appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.4. Dalle sur 3 appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.5. Dalle sur 4 appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.6. Représentation de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.7. Escaliers	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.8. Escaliers à deux volées.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.9. Escaliers à deux volées.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.10. Escaliers à deux volées.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.11. Escaliers à deux volées.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.12. Position du poteau le plus sollicité.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.13. Surfaces afférentes du poteau le plus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.14. La surface afférente du plancher terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.15. La surface afférente du niveau 9	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.16. La surface afférente des niveaux 8 à 2	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.17. La surface afférente du niveau 1	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.18. La surface afférente du RDC.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles pour les étages courants du 2 ^{ème} au 9 ^{ème}	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.3. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 07 ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.5. Dalle sur 3 appuis	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N°1	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.7. <i>Dalle sur 4 appuis.</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.8. Dalle sur 2 appuis	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.9. Résultats de ferrailage en appuis du 3 ^{ème} type de dalle	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 3	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.11. Charge concentrée.....	Erreur ! Signet non défini.

Figure III.12. Schéma de ferrailage dalle ascenseur (charge concentrée)	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.13. Schéma de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.14. Les sollicitations sur l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.16. Schéma de l'escalier (type 1).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.17. Schéma statique de l'escalier à L'ELU (type 1).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.18. Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.19. Schéma statique de l'escalier à L'ELS (type 1).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.20. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier Type 1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.22. Schéma de l'escalier (type 2).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.23. Schéma statique de l'escalier à L'ELU (type 2).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.24. Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.25. Schéma statique de l'escalier à L'ELS (type 2).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.26. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier Type 2.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.28. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.2. (Mode 1) translation suivant l'axe x-x.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.3. (Mode 2) translation suivant l'axe y-y.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.4. (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.1. Schéma de ferrailage des Poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) pour tous les niveaux (du sous sol au 9 ^{ème} étage + terrasse inaccessible).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*40) pour tous les niveaux (du sous sol au 9 ^{ème} étage + terrasse inaccessible).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*40) du sous sol RDC et 1 ^{er} étage.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage + terrasse inaccessible.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*45) du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) et (30*40) et poutre secondaire (30*40) de la Terrasse inaccessible.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.9. Zone nodale.....	Erreur ! Signet non défini.

Figure V.10. Zone nodale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.11. Section du poteau à étudier	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.12. Section d'un poteau.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.13. Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.14. Schéma d'un voile plein.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.15. Schéma de ferrailage du voile Vx1 et Vx2 du Sous sol + RDC	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.16. Schéma de ferrailage des voiles dans le 1 ^{er} jusqu'au 4 ^{ème} étages	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.17. Schéma de ferrailage du voile Vx1 et Vx2 dans le 5 ^{ème} + 6 ^{ème} étages	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.18. Schéma de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 dans le 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.19. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le sous sol et RDC + 1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.20. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.21. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.22. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 7 ^{ème} + 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.2. <i>Semelle filante</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.1. <i>Schéma d'une semelle isolée</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.4. Schéma des sollicitations sur les nervures longitudinales ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.5. <i>Section de la nervure à ferrailer</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.6. Dimensionnement du voile.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.7. Répartition des contraintes sur le voile.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.1. Charges du plancher à corps creux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2. Charges du plancher terrasse	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3. Charges du plancher à dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.4. Evaluation des charges du palier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.5. Evaluation des charges de la volée	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.7. Evaluation des charges dans les murs extérieurs	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.8. Surcharges d'exploitation	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.9. Sections préalables des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.10. Descente de charge du poteau le plus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.11. Vérification des poteaux à la compression simple	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.12. Vérifications des poteaux au flambement.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.13. Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS de l'étage courant.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.3. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le RDC.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.4. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le 1 ^{er} étage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.5. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la terrasse inaccessible.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.6. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher 1 ^{er} étage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.9. Evaluation de la flèche dans le plancher 1 ^{er} étage.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.10. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.11. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.12. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.13. Charges du plancher à dalle pleine.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.14. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.15. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.17. Ferrailages de la dalle d'ascenseur	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.18. Vérification des contraintes de compression dans le béton	Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.20. Vérification de la contrainte de compression	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.21. Charges et surcharges	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.22. Différentes combinaisons à utiliser	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.23. Vérification des contraintes de béton	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.24. Vérification des contraintes de béton	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.25. Ferrailage de la poutre de chaînage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.26. Vérification de la contrainte de compression	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.27. Vérification de la contrainte d'acier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.28. Vérification de la contrainte d'acier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.29. Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.30. Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.32. Etat limite de compression de béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.33. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.34. Section d'armature en travée et aux appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.35. Etat limite de compression de béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.1. Vérification de la période et la participation de la masse modale	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.2. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.3. Interaction sous charges horizontales.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.5. Vérification de l'effort réduit	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.6. Vérification des déplacements relatifs (Sens x-x).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs (Sens y-y).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.8. Vérification des effets P- Δ (Sens x-x).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ (Sens y-y).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.6. Les moments résistants dans les poteaux.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.7. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.8. Vérification de la zone nodale :	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.9. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003	Erreur ! Signet non défini.

Tableau V.10. Sollicitations dans les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.11. Ferrailage des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.12. Les armatures transversales dans les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.13. Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.14. Vérification des contraintes dans le béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.15. Vérification des contraintes tangentielles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.16. Schémas de ferrailages des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.17. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 3$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.18. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 3$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.19. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 2.8$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.20. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 2.8$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.21. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3} = 2.8$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.22. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4} = 2.8$ m.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.23. Ferrailage du voile V_{x1}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.24. Ferrailage du voile V_{x2}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.25. Ferrailage du voile V_{y1}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.26. Ferrailage du voile V_{y2}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.27. Ferrailage du voile V_{y3}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.28. Ferrailage du voile V_{y4}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.1. Section des armatures du radier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.12. Les sollicitations dans le voile périphérique.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.14. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.15. Vérification de limite de compression dans le béton.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.16. Ferrailage et vérification du voile périphérique.	Erreur ! Signet non défini.

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que la résistance, l'économie et l'esthétique.

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

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+9+sous-sol). Il regroupe à la fois parking au sous-sol, commerce et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Ensuite une étude dynamique a été réalisée dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement pour notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000 (version 15). Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL 99, RPA99 version 2003 et d'autre DTR.

Chapitre I

Généralité

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du projet :

Il s'agit d'une structure (RDC+09+sous-sol) à usage multiple (habitation et commerce), implanté à Tala Ouarian wilaya de Bejaia. La zone est considérée par le RPA99 (version 2003), de moyenne sismicité (zone IIa), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

I.3. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont :

✓ Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) -----	35,18 m
✓ Hauteur du sous sol -----	2,8 m
✓ Hauteur du RDC -----	4,08 m
✓ Hauteur des étages -----	2,89 m
✓ Longueur en plan -----	28,2 m
✓ Largeur en plan -----	18,2 m

I.4. Données du site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un projet de 38 logements, projetés au lieu dit : Tala Ouariane wilaya de Bejaïa, qui est situé sur un terrain plat terrassé, le site est classé en catégorie (S2) selon sa nature géotechnique.

La contrainte admissible du sol : **Qadm = 2 bars.**

L'ancrage minimal des fondations : **D = 1,50 m**

I.5. Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2 (Charges et Surcharges)

I.7. Etat Limites :

I.7.1. Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.7.2. États limite ultimes (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer, cet état correspond à la capacité maximale de l'ouvrage ou de la structure.

On distingue :

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

I.7.3. Etats limite de service (ELS) :

Ils définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

I.8. Actions et sollicitations :

I.8.1. Les actions :

I.8.1.1. Définitions :

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

I.8.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ le poids propre de la structure.
- ◇ le poids des cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ◇ les 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 charges appliquées en cours d'exécution.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes.

- ◇ Les explosions.
- ◇ Les feux.

I.8.1.3. 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. On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.8.1.3.1. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

$\psi_{0i} = 0,9$ pour les salles d'archives et parcs de stationnement.

$\gamma Q_1 = 1,35$ effet de la température et bâtiment à faible occupation humaine.

$\gamma Q_1 = 1,5$ en général.

➤ Situations accidentelles :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{11} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.8.1.3.2. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments courants.

$\psi_{0i} = 0,9$ pour les bâtiments courants comme à l'ELU

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.

I.8.1.3.3. Combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \\ G + Q \pm 1,2 E \text{ (Pour les poteaux seulement).} \end{array} \right.$$

I.8.2. Les sollicitations :

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

I.9. Caractéristiques des matériaux :

I.9.1. Le béton :

I.9.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.9.1.2. Composition du béton:

Pour un béton courant, un mètre cube est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l de Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.9.1.3. Résistance caractéristique du béton :

I.9.1.3.1. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge, noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est

obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28j \text{ (Pour l'évaluation de la déformation).} \end{array} \right.$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} \times f_{c28}. \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

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

I.9.1.3.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{t28} = 2,1$ MPa.

I.9.1.3.3. Contrainte limite :

I.9.1.3.3.a. Etat limite ultime :

➤ Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

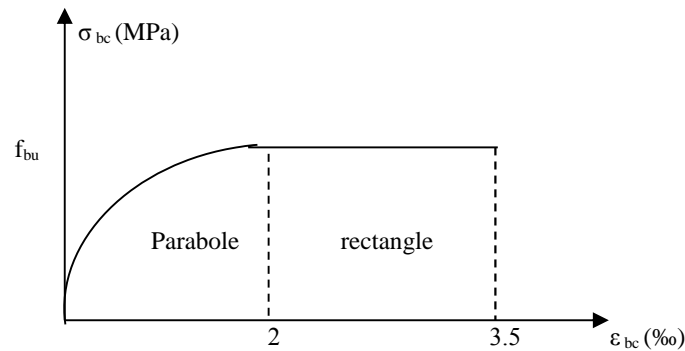


Figure I.1. Diagramme des contraintes du béton

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

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,5$$

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

$$\theta = 1 \quad \text{pour une durée } \geq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{pour une durée entre 1 h et 24 h}$$

$$\theta = 0,8 \quad \text{pour une durée } < 1 \text{ h}$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement :

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

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

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

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

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

$$\tau_{adm} = 3,33\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

I.9.1.3.3.b. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, et défini par son module d'élasticité.

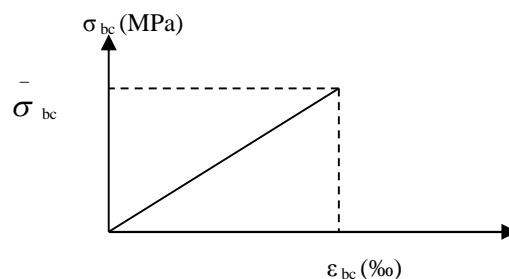


Figure I.2. Diagramme des contraintes limite du béton

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I.9.1.3.4. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

➤ Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

➤ Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donnée par la formule :

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

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours, on a :

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

$$E_{v28} = \frac{1}{3} E_{i28} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

➤ Module déformation transversale :

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.
 ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.
 Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.9.2. L'acier :

I.9.2.1. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I.9.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisées :

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.

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

Dans notre cas, on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

I.9.2.3. Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

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

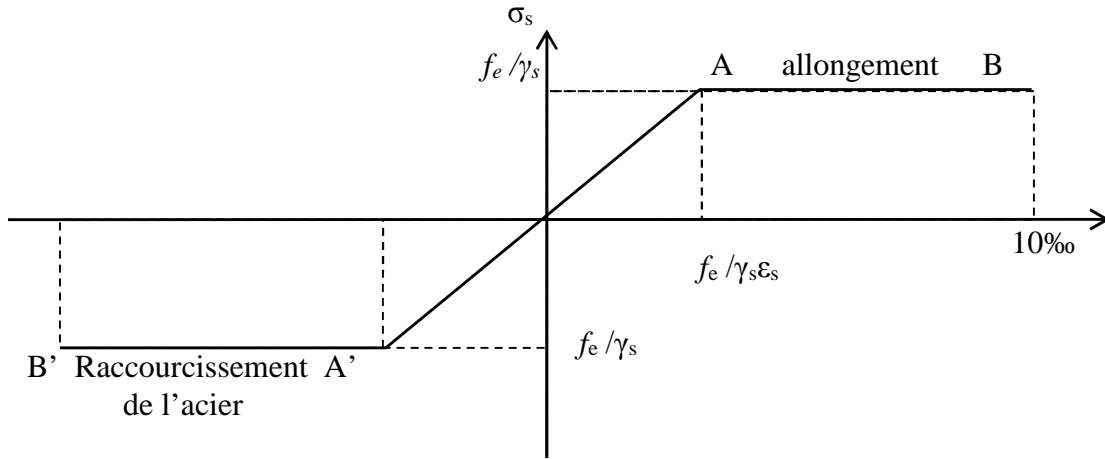


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durables où transitoires.} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.10. Hypothèses de calcul :

I.10.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.10.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

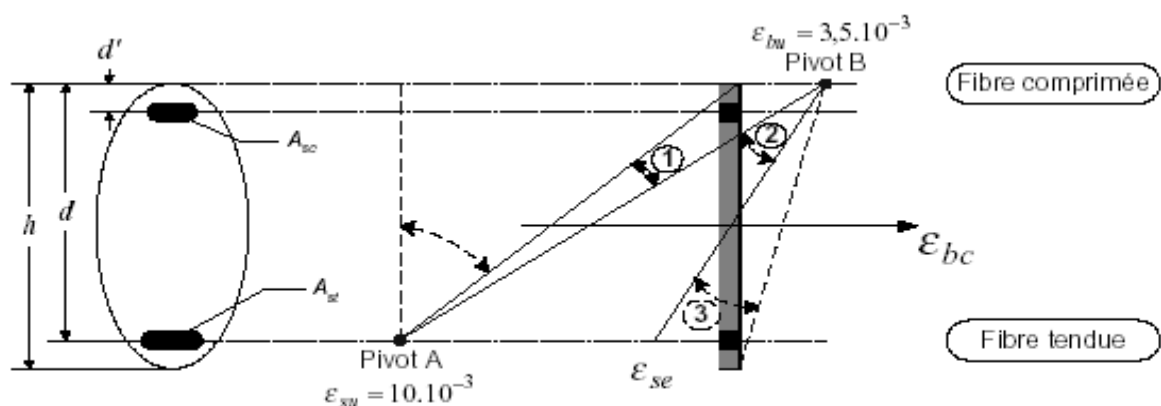


Figure I.4. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

I.11. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants (ciment, granulats (sables et gravillon), produits d'addition (adjuvant) et de l'eau), le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ses propriétés.

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

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ MPa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, du BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher 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 étages. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA93})$$

Avec :

✓ h_t : Hauteur totale du plancher.

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

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19,55 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$

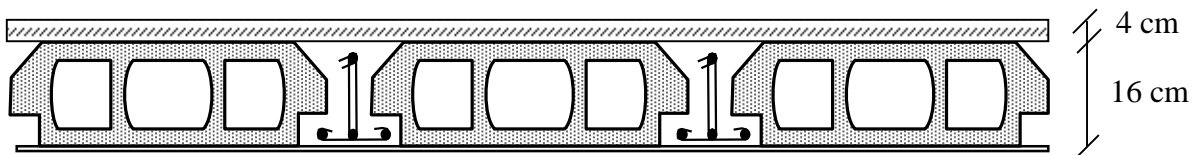


Figure II.1. Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Le pré dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le CBA93 (A.4.1.3)

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h_t \quad \Longrightarrow \quad b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \quad \text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

CBA93 (ART A.4.1.3)

$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$: Distance entre deux nervures successives.

$L_y = 260 - 30 = 230\text{cm}$: Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{230}{10}\right) \implies b_1 = 23\text{cm}$$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 56\text{cm} \quad \text{Soit : } b = 55\text{cm.}$$

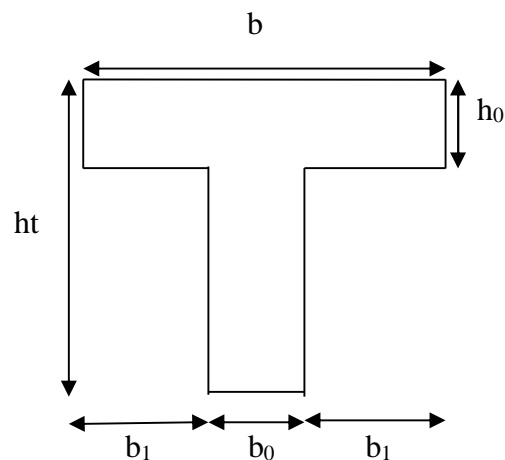


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ La plus petite portée.
- ✓ Critère de continuité.

II.2.3. Dalles pleines :

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

II.2.3.1. Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe feu. **(CBA93)**

II.2.3.2. Isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher $e \geq 13\text{cm}$.

II.2.3.3. Critères de résistance :

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \longrightarrow \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow \text{pour une dalle sur trois appuis avec } \rho \geq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \longrightarrow \text{pour une dalle sur un ou deux appuis.}$$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

❖ **Dalle reposant sur deux appuis :**

$L_x=170 \text{ cm}$ $L_y=280 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{170}{20} = 8.5 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 15 \text{ cm}$**

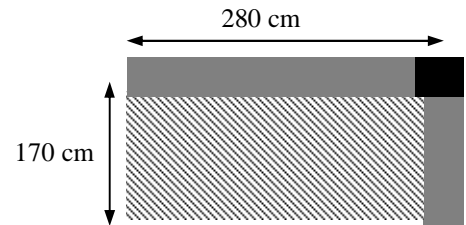


Figure II.3. Dalle sur 2 appuis

❖ **Dalle reposant sur trois appuis :**

$L_x=150 \text{ cm}$, $L_y=290 \text{ cm}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 15 \text{ cm}$**

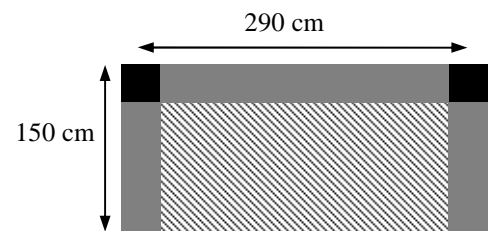


Figure II.4. Dalle sur 3 appuis

❖ **Dalle reposant sur quatre appuis :**

$L_x = 170 \text{ cm}$, $L_y = 375 \text{ cm}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{375} = 0.45 \geq 0.4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$\Rightarrow 3.77 \text{ cm} \leq e \leq 4.25 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup-feu. Donc, **$e = 15 \text{ cm}$**

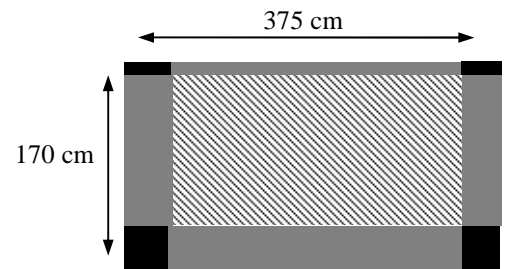


Figure II.5. Dalle sur 4 appuis

II.2.4. Les poutres

II.2.4.1. Poutres principales :

Selon le BAEL 91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- h_t : Hauteur de la poutre.
- L : Distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 5.1 - 0.3 = 4.8m$).

$$\text{D'où : } \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \quad \text{donc : } 32cm \leq h_t \leq 48cm \quad \text{soit : } h_t = 40cm \text{ et } b = 30cm$$

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

- $b \geq 20cm$ **Condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30cm$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4$ **Condition vérifiée.**

II.2.4.2. Poutres secondaires :

$$L = 4.7 - 0.3 = 4.4 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 29.3cm \leq h_t \leq 44cm$$

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

On voit bien que les exigences du RPA citées auparavant sont vérifiées.

II.2.5. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux de bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commerce, on opte pour un ascenseur de 6 personnes.

$$L_x = 1.75m ; L_y = 2.25m \Rightarrow S = 3.93m^2$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{175}{45} \leq e \leq \frac{175}{40} \quad \text{d'où} \quad 3.88cm \leq e \leq 4.37cm \quad \text{soit : } e = 4 \text{ cm}$$

Donc, c'est la condition de coupe feu qui est plus défavorable : $e \geq 11cm$ Soit $e = 15cm$

II.2.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.5.1.1. Poids de la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN / m^2$$

II.2.5.1.2. Poids du revêtement en béton

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

II.2.5.1.3. Poids de la machine

$$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.93} = 25.95 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{avec : } F_c \rightarrow \text{Charge due à la cuvette} = 102 \text{ KN}$$

$$G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 30.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La surcharges d'exploitation est estimée à $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

II.2.6. Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$$

RPA99 (Article 7.7.1)

h_e : la hauteur libre d'étage

$$\text{Pour le RDC : } h_e = 3.68 \text{ m} \Rightarrow e \geq 18.4 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les étages courants : } h_e = 2.49 \text{ m} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le sous-sol : } h_e = 2.4 \text{ m} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

II.2.7. L'acrotère (terrasse inaccessible)

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

$$\diamond \text{ La surface : } S = 0.5 \times 0.1 + 0.1 \times (0.05 + 0.05) / 2$$

$$S = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$\diamond \text{ Charge permanente : Poids propre :}$$

$$G = \gamma_b \times S \times 1 = 25 \times 0.0575 \times 1 = 1.4375 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.4375 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ Enduit de ciment :}$$

$$G_c = \gamma_c \times p \times e$$

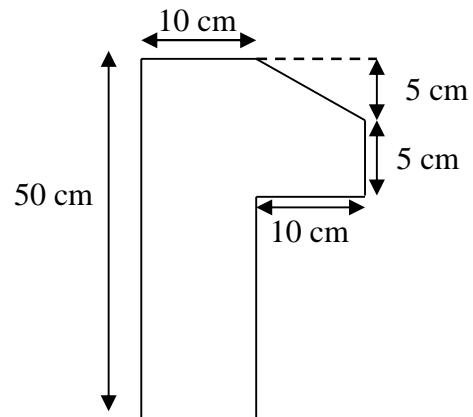


Figure II.6. Représentation de l'acrotère

p : périmètre de l'acrotère

$$p = 0.5 + 0.1 + \sqrt[2]{0.01 + 0.0025} + 0.05 + 0.1 + 0.4 + 0.1$$

$$p = 1.3618 \text{ m}$$

$$G_c = 18 \times 1.3618 \times 0.02$$

$$G_c = 0.4902 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0.4902 + 1.4375 = 1.9277 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.9277 \text{ KN/ml}$$

❖ La surcharge d'exploitation :

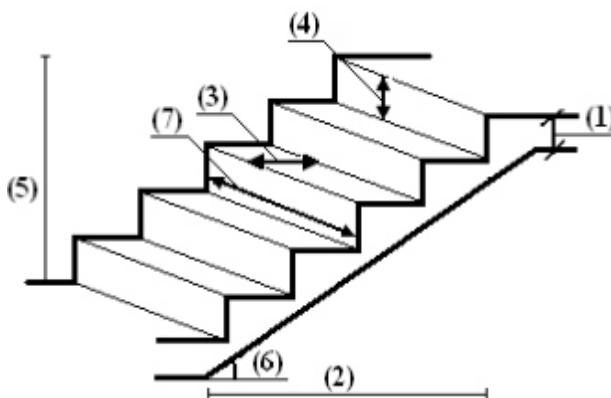
$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

(DTR B.C.2.2)

II.2.8. Les escaliers:

II.2.8.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :



- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α).
- (7) : emmarchement.

Figure II.7. Escaliers

II.2.8.2. Pré dimensionnement des escaliers :

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

Avec :

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

H : hauteur de la volée ; L_0 : longueur projetée de la volée

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

II.2.8.3. Les différents types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier basculé et escalier à deux volées.

NB : Les escaliers des étages 7, 8 et 9 (Duplex) sont considérés en bois.

L'escalier de type escargot, menant du sous-sol au 1^{er} étage est considéré métallique.

L'escalier de secours du 1^{er} et 2^{ème} étage, est réalisé en bois.

Type 1 : escalier droit à deux volées (RDC au 9^{ème} étage)

❖ 1^{ère} Volée :

▪ Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation, on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

▪ Inclinaison de la pailasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

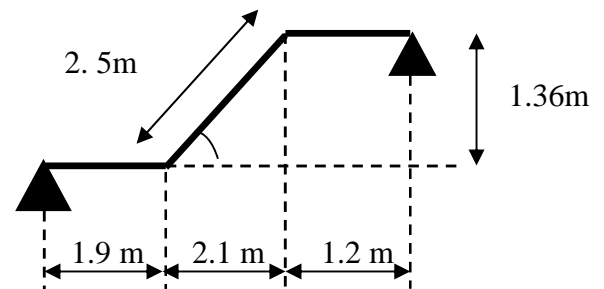


Figure II.8. Escaliers à deux volées

▪ Epaisseur de la pailasse

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

L_v : longueur de la volée (longueur développée).

L_p : longueur du palier de départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = 1.9 + \sqrt{(2.1)^2 + (1.36)^2} + 1.2 = 5.6 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{560}{30} \leq e \leq \frac{560}{20} \Rightarrow 18.66\text{cm} \leq e \leq 28\text{cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

❖ 2^{ème} volée :

▪ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

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

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

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

En résolvant la dernière équation, on obtient :

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

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

▪ **Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contre marche (h)**

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

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

▪ **Inclinaison de la pailasse**

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

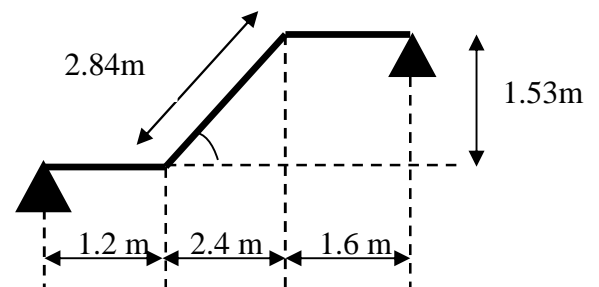


Figure II.9. Escaliers à deux volées

▪ **Epaisseur de la pailasse**

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

L_v : longueur de la volée (longueur développée).

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = 1.2 + \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} + 1.6 = 5.64 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{564}{30} \leq e \leq \frac{564}{20} \Rightarrow 18.8\text{cm} \leq e \leq 28.2\text{cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Type 2 : escalier droit à deux volées (RDC au 7^{ème} étage)❖ **1^{ère} Volée :**▪ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation, on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$

▪ **Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

▪ **Inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg} \alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

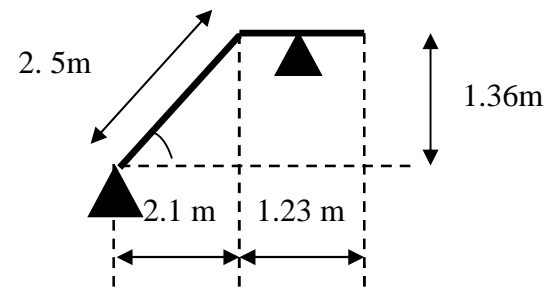


Figure II.10. Escaliers à deux volées

▪ **Epaisseur de la paillasse**

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

L_v : longueur de la volée (longueur développée).

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{(2.1)^2 + (1.36)^2} + 1.23 = 3.73 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{373}{30} \leq e \leq \frac{373}{20} \Rightarrow 12.43 \text{ cm} \leq e \leq 18.65 \text{ cm}$$

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$** .

❖ 2^{ème} volée :

▪ Calcul du nombre de marche et de contre marche

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

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

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

En résolvant la dernière équation, on obtient :

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

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

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

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

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

▪ Inclinaison de la pailasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

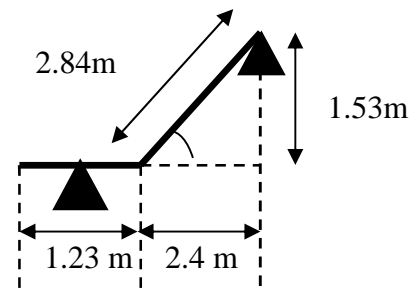


Figure II.11. Escaliers à deux volées

▪ Epaisseur de la pailasse

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

L_v : longueur de la volée (longueur développée).

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} + 1.23 = 4.07 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{407}{30} \leq e \leq \frac{407}{20} \Rightarrow 13.56 \text{ cm} \leq e \leq 20.35 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.9. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticaux. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivants :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99.

❖ **Le critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \cdot h$.

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q) \cdot S$$

Avec :

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

❖ **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_u$: L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A_s / B_r = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement définie par ; $\lambda = L_f / i$.

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 \cdot l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport au plan de flambement $I = \frac{h \times b^3}{12}$

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b \cdot h$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

❖ **Règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\min \begin{cases} (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

II.3. Evaluation des charges et surcharges

❖ **Plancher à corps creux des étages courants**

Tableau II.1. Charges du plancher à corps creux

Couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	3	0.54
Corps Creux (16+4)	20	2.85
Cloison	10	0.9
Enduit de plâtre	1.5	0.15
		$\sum G_i = 5.28$

❖ **Plancher terrasse**

Tableau II.2. Charges du plancher terrasse

Couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Gravillon	4	0.8
Etanchéité	2	0.12
Forme de pente	10	2.2
Corps creux	20	2.85
Isolation thermique (liège)	4	0.16
Enduit plâtre	2	0.2
		$\sum G_i = 6.33$

❖ Plancher dalle pleine

Tableau II.3. Charges du plancher à dalle pleine

Couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
Cloison	/	1
		$\sum G_i = 6.22$

❖ Les escaliers

• Le palier

Tableau II.4. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	20	5
Enduit de plâtre	2	0.2
		$\sum G_i = 6.36$

• La volée (type 1)

Tableau II.5. Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	2	0.40
Revêtement vertical	2	0.23
Mortier de pose	2	0.40

Lit de sable	2	0.36
Marche	17	1.87
Paillasse	20	6.18
Enduit de plâtre	1.5	0.15
		$\Sigma G_i = 9.59$

- La volée (type 2)

Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	2	0.40
Revêtement vertical	2	0.23
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marche	17	1.87
Paillasse	15	4.64
Enduit de plâtre	1.5	0.15
		$\Sigma G_i = 8.05$

- ❖ Les murs extérieurs

Tableau II.7. Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Description	Epaisseur e (cm)	Poids G (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	2	0.36
Brique creuse de 15 cm	15	1.3
Lame d'air	5	/
Brique creuse de 10 cm	10	0.9
Enduit plâtre intérieur	2	0.2
		$\Sigma G_i = 2.76$

❖ Surcharges d'exploitation

Tableau II.8. Surcharges d'exploitation

	Etage courant	Terrasse inaccessible	Balcons	Escaliers	Commerce	Service
Surcharge (KN/m ²)	1.5	1	3.5	2.5	5	2.5

II.4. Descente des charges:

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

Tableau II.9. Sections préalables des poteaux

Étages	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} étages
Section (a*b) cm ²	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35

○ Calcul des surfaces afférentes, charge et surcharge

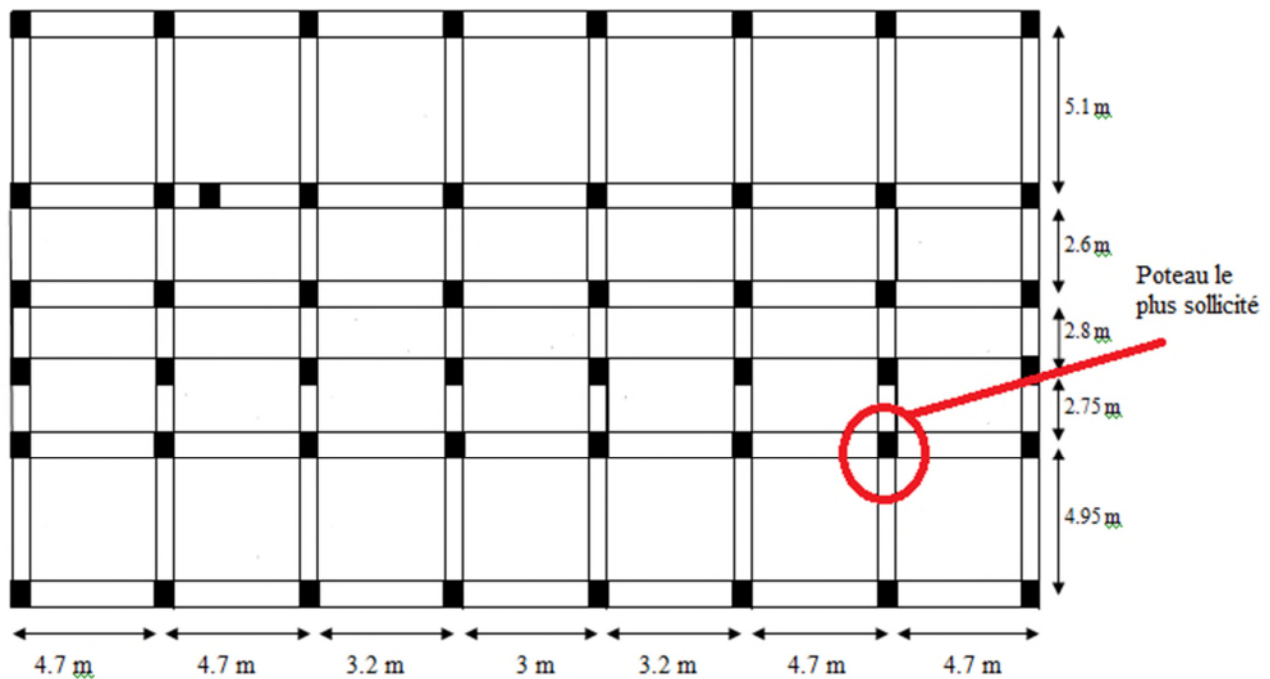


Figure II.12. Position du poteau le plus sollicité

▪ **Calcul de la surface afférente :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (2.2 \times 1.225) + (2.2 \times 2.325) + (2.2 \times 1.225) + (2.2 \times 2.325)$$

$$S = 15.62 \text{ m}^2$$

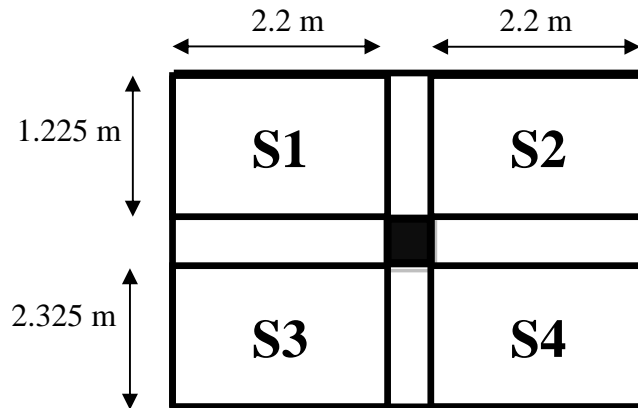


Figure II.13. Surfaces afférentes du poteau le plus sollicité

○ **Les longueurs et poids propre des poutres :**

$$L_{pp} = 3.55 \text{ m} \longrightarrow G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 3.55 = 10.65 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 4.4 \text{ m} \longrightarrow G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.4 = 13.2 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 10.65 + 13.2 = 23.85 \text{ KN}$$

○ **Les charges transmises au poteau le plus sollicité**

• **Les charges et les surcharges :**

▪ **Plancher terrasse :**

$$G = G_{terrasse} \times (S_1 + S_3) = 6.33 \times (2.695 + 5.115) = 49.43 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{terrasse} \times (S_1 + S_3) = 1 \times 7.81 = 7.81 \text{ KN}$$

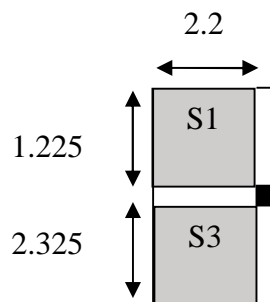


Figure II.14. La surface afférente du plancher terrasse

- Niveau 9:

$$G = G_{cc} \times (S_1 + S_3) + G_{terrasse} \times (S_2 + S_4) = 5.28 \times 7.81 + 6.33 \times 7.81 = 90.67 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times (S_1 + S_3) + Q_{terrasse} \times (S_2 + S_4) = 1.5 \times 7.81 + 1 \times 7.81 = 19.52 \text{ KN}$$

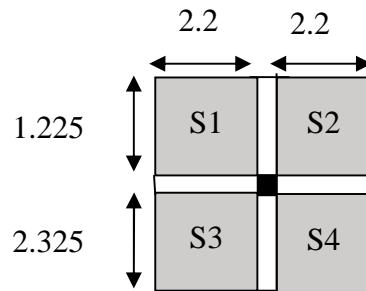


Figure II.15. La surface afférente du niveau 9

- Niveau 8 à 2 :

$$G = G_{cc} \times S = 5.28 \times 15.62 = 82.47 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times S = 1.5 \times 15.62 = 23.43 \text{ KN}$$

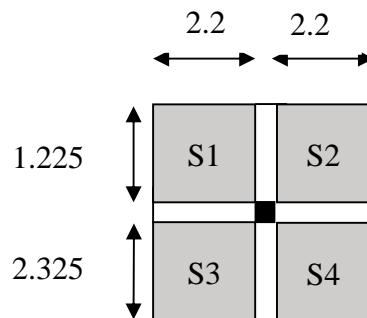


Figure II.16. La surface afférente des niveaux 8 à 2

- Niveau 1 :

$$G = G_{cc} \times S = 5.28 \times 15.62 = 82.47 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{service}} \times S = 2.5 \times 15.62 = 39.05 \text{ KN}$$

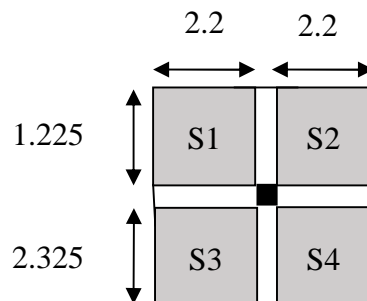


Figure II.17. La surface afférente du niveau 1

- RDC :

$$G = G_{cc} \times (S_1 + S_2 + S_4) = 5.28 \times 10.505 = 55.46 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{commerce} \times (S_1 + S_2 + S_3) = 5 \times 10.505 = 52.52 \text{ KN}$$

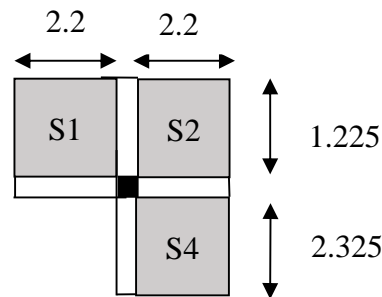


Figure II.18. La surface afférente du RDC

- Poids propre des poteaux :

- Pour le sous-sol : $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.6^2 \times 2.80 = 25.2 \text{ KN}$
- Pour le RDC : $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.6^2 \times 4.08 = 36.72 \text{ KN}$
- Pour les étages (1,2) : $(a \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.55^2 \times 2.89 = 21.85 \text{ KN}$
- Pour les étages (3,4) : $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.5^2 \times 2.89 = 18.06 \text{ KN}$
- Pour les étages (5,6) : $(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.45^2 \times 2.89 = 14.63 \text{ KN}$
- Pour les étages (7,8) : $(a \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.4^2 \times 2.89 = 11.56 \text{ KN}$
- Pour l'étage 9 : $(a \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.35^2 \times 2.89 = 8.85 \text{ KN}$

- Poids des cloisons double :

- RDC : $G = 2.76 \times 2.325 \times 2.69 = 17.26 \text{ KN}$
- Niveau 2,3,4,5,8 : $G = 2.76 \times 3.55 \times 2.69 = 26.35 \text{ KN}$
- Niveau 6,7 : $G = 2.76 \times 4.75 \times 2.69 = 35.26 \text{ KN}$
- Niveau 9 : $G = 2.76 \times 3.825 \times 2.69 = 28.39 \text{ KN}$

- Poids de l'acrotère :

- $G = 1.9277 \times 3.55 = 6.84 \text{ KN}$
- $Q = 1 \times 3.55 = 3.55 \text{ KN}$

- La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

❖ **La loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage : (Duplex)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage 9) :	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage immédiatement inférieur (étage 8) :	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage n quelconque :	$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

- **Terrasse :** 11.36 KN
- **Etage 9 :** $11.36 + 19.52 = 30.88 \text{ KN}$
- **Etage 8 :** $11.36 + 0.95(19.52 + 23.43) = 52.16 \text{ KN}$
- **Etage 7 :** $11.36 + 0.9(19.52 + 23.43 \times 2) = 71.10 \text{ KN}$
- **Etage 6 :** $11.36 + 0.85(19.52 + 23.43 \times 3) = 87.69 \text{ KN}$
- **Etage 5 :** $11.36 + 0.8(19.52 + 23.43 \times 4) = 101.95 \text{ KN}$
- **Etage 4 :** $11.36 + 0.75(19.52 + 23.43 \times 5) = 113.86 \text{ KN}$
- **Etage 3 :** $11.36 + 0.71(19.52 + 23.43 \times 6) = 125.03 \text{ KN}$
- **Etage 2 :** $11.36 + 0.687(19.52 + 23.43 \times 7) = 137.44 \text{ KN}$
- **Etage 1 :** $11.36 + 0.67(19.52 + 23.43 \times 7 + 39.05) = 160.48 \text{ KN}$
- **RDC :** $11.36 + 0.65(19.52 + 23.43 \times 7 + 39.05 + 52.52) = 190.17 \text{ KN}$

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

Tableau II.10. Descente de charge du poteau le plus sollicité

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	49.43	
	Acrotère	6.84	
	Poutres	23.85	
	Poteau	8.85	
	Total	88.97	11.36

N2	Venant de N1	88.97	
	Plancher E9	90.67	
	Cloison doubles	28.39	
	Poutres	23.85	
	Poteau	11.56	
	Total	243.44	30.88
N3	Venant de N2	243.44	
	Plancher E8	82.47	
	Cloison doubles	26.35	
	Poutres	23.85	
	Poteau	11.56	
	Total	387.67	52.16
N4	Venant de N3	387.67	
	Plancher E7	82.47	
	Cloison doubles	35.26	
	Poutres	23.85	
	Poteau	14.63	
	Total	543.88	71.10
N5	Venant de N4	543.88	
	Plancher E6	82.47	
	Cloison doubles	35.26	
	Poutres	23.85	
	Poteau	14.63	
	Total	700.09	87.69
N6	Venant de N5	700.09	
	Plancher E5	82.47	
	Cloison doubles	26.35	
	Poutres	23.85	
	Poteau	18.06	
	Total	850.82	101.95

N7	Venant de N6	850.82	
	Plancher E4	82.47	
	Cloison doubles	26.35	
	Poutres	23.85	
	Poteau	18.06	
	Total	1001.55	113.86
N8	Venant de N7	1001.55	
	Plancher E3	82.47	
	Cloison doubles	26.35	
	Poutres	23.85	
	Poteau	21.85	
	Total	1156.07	125.03
N9	Venant de N8	1156.07	
	Plancher E2	82.47	
	Cloison doubles	26.35	
	Poutres	23.85	
	Poteau	21.85	
	Total	1310.59	137.44
N10	Venant de N9	1310.59	
	Plancher E1	82.47	
	Poutres	23.85	
	Poteau	36.72	
	Total	1453.63	160.48
N11	Venant de N10	1453.63	
	Plancher RDC	55.46	
	Cloison doubles	17.26	
	Poutres	23.85	
	Poteau	25.2	
	Total	1575.4	190.17

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1575.4 + 1.5 \times 190.17 = 2412.04 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11), on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, tel que : $N_u = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$

$$\text{Donc, } N_u = 1,1 \times 2412.04 = 2653.24 \text{ KN}$$

II.5. Vérification :

II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_u}{0.85 f_{c28} \gamma_b} \quad \text{Avec} \quad B : \text{section du poteau}$$

$$B \geq \frac{2653.24 \times 10^{-3}}{14.16} = 0.187 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2 > 0.187 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Tableau II.11. Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	N_u	Section	Conditions $B > B$ calculé		Observation
			B	B calculé	
Sous-sol , RDC	2653.24	60 x 60	0.36	0.187	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	2172.99	55 x 55	0.3025	0.153	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1675.16	50 x 50	0.25	0.118	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1184.31	45 x 45	0.2025	0.083	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	661.74	40 x 40	0.16	0.046	Vérifiée
9 ^{ème}	150.85	35 x 35	0.1225	0.01	Vérifiée

II.5.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA93, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 article B.8.2.1}$$

B_r : Section réduite du poteau :

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

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de béton.

α : Coefficient de fonction de l'élancement :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{a_1 \times b_1^3}{12}$$

▪ **Vérification du poteau au RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (4.08 - 0.4) = 3.68m$$

$$B = 0.6 \times 0.6 = 0.36m^2$$

$$I = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 0.0108m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{3.68}{0.173} = 21.27 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.27}{35} \right)^2} = 0.79$$

D'après le BEAL91, on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2653.24 \times 10^{-3}}{0.79 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.152m^2$$

Or, nous avons :

$$B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.33m^2$$

$0.33 > 0.152$, donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau II.12. Vérifications des poteaux au flambement

Niveaux	Nu	Section	Conditions Br > Br calculé		Observation
			Br	Br calculé	
Sous-sol , RDC	2653.24	60 x 60	0.33	0.152	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	2172.99	55 x 55	0.28	0.141	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1675.16	50 x 50	0.23	0.091	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1184.31	45 x 45	0.184	0.065	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	661.74	40 x 40	0.144	0.037	Vérifiée
9 ^{ème}	150.85	35 x 35	0.108	0.008	Vérifiée

II.5.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99/2003 (article 7.1.3.3), il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{2.65324}{0.36 \times 25} = 0.29 < 0.3 \quad \text{Vérifiée}$$

Tableau II.13. Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées

Niveau	Section	v	Observation
Sous-sol , RDC	60 x 60	0.29	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55 x 55	0.28	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50 x 50	0.26	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 x 45	0.23	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40 x 40	0.16	Vérifiée
9 ^{ème}	35 x 35	0.049	Vérifiée

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a,b) \geq \frac{he}{20} \\ 0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

II.6. Conclusion :

Après avoir procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications, nous avons adopté pour ces éléments, les sections suivantes :

- Les planchers corps creux : $[16 + 4] = 20 \text{ cm}$.
- Pour les voiles : $e = 20 \text{ cm}$.
- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ❖ Poteaux :
- Pour le sous-sol et RDC : $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$.
- Pour les étages (1,2) : $(a \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- Pour les étages (3,4) : $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Pour les étages (5,6) : $(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Pour les étages (7,8) : $(a \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Pour l'étage 9 : $(a \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Chapitre III

Les
éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux), sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, ni du système porteur. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie ou en béton. Les éléments à étudier sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère ainsi que l'ascenseur.

III.2. Etude du plancher

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. Disposition des poutrelles

Le choix de sa disposition dépend de deux critères qui sont :

- ✓ **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée, afin de réduire la flèche.
- ✓ **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles, car les appuis soulagent les travées.

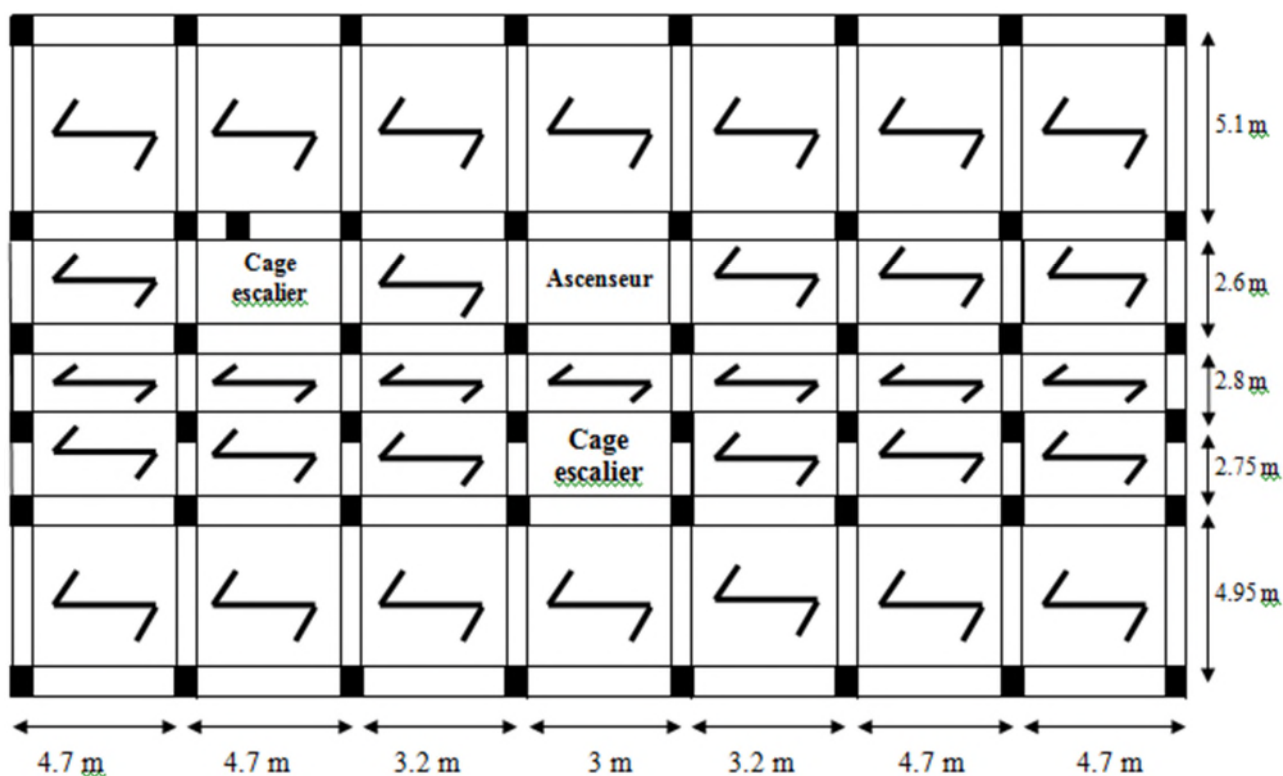


Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles pour les étages courants du 2^{ème} au 9^{ème}

III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode Caquot.

III.2.1.2.1. La méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

1^{ère} : Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$.

2^{ème} : Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

3^{ème} : Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

4^{ème} : Fissuration peu nuisible.

III.2.1.2.2. Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_t : Portée de la travée.

Les conditions à vérifier sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire 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
- } avec : $V_0 = \frac{qL}{2}$

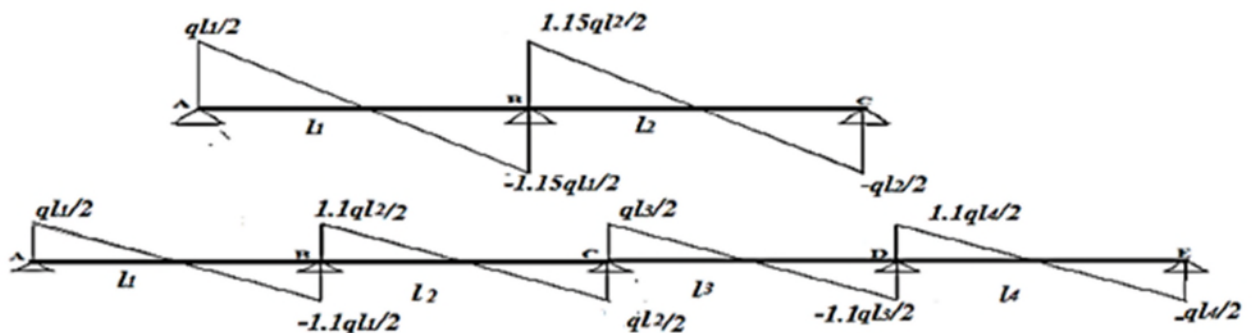


Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants

III.2.1.2.3. La méthode de Caquot

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées, si la 1^{ère} condition de la méthode forfaitaire précédente n'est pas vérifiée.

➤ **Moments aux appuis : (BAEL. Art. L. III,3)**

$$M_a = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$L' = L$ Pour une travée de rive.

$L' = 0.8 \times L$ Pour une travée intermédiaire.

q_g, q_d : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

➤ **Moments en travée :**

$$M_x = M_0(x) + M_g \times \left[1 - \frac{x}{L}\right] + M_d \times \left[\frac{x}{L}\right] \quad \text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (L - x)$$

$$x = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times L_i}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = q \times \frac{L}{2} - q \times x - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

➤ **Remarque**

La méthode de Caquot minorée s'applique pour les planchers à surcharge modérée dont la 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Avec cette méthode, on calcule les moments sur les appuis M_a de la même manière qu'avec la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanente du plancher par :

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

Pour le calcul des moments en travée M_t et les efforts tranchants, on utilise directement G.

III.2.1.3. Les différents types de poutrelles :

III.2.1.3.1. Calcul des planchers

III.2.1.3.1.a. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ($Q \leq 5KN / m^2$)), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Selon la disposition adoptée, les planchers présentent 7 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	
8 ^{ème} type	

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit :

- Plancher du RDC: type (1, 2, 3, 4).
- Plancher du 1^{er} étage: type (1, 2, 3, 4).
- Plancher étages courant (2eme étage au 9eme étage) : type (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8).
- Plancher terrasse inaccessible : type (6).

III.2.1.4. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) l_x$

A l'ELS : $P_u = (G + Q) l_x$ avec l_x : entre axe des poutrelles ($l_x = 0.65$ cm)

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,33	1,0	10,0455	6,529	7,33	4,764
Plancher Etage courant	5,28	1,5	9,378	6,096	6,78	4,407
RDC	5,28	5	14,628	9,508	10,28	6,682
1 ^{er} étage	5,28	2,5	10,878	7,07	7,78	5,057

III.2.1.5. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

A) Application de la méthode de Caquot pour le 7eme type du plancher étage courant :

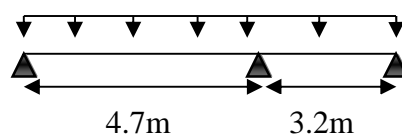


Figure III.3. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 07

$$L_i/L_{i+1}=4.7/3.20=1.468 \notin [0.8;1.25] \text{ Condition non vérifiée}$$

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.

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.28 = 3.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.263 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU :

❖ Moments aux appuis

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

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

$$P_g = P_d = 4.55 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.7 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.20 \text{ m.}$$

$$M_B = - \frac{4.55 \times (4.7^3 + 3.20^3)}{8.5 \times (4.7 + 3.20)} = -9.255 \text{ KN.m}$$

❖ 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 :

$$x = \frac{4.7}{2} - \frac{0 - (-9.255)}{6.095 \times 4.7} = 2.026 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.095 \times 2.026}{2} \times (4.7 - 2.026) = 16.509 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 16.509 + \left(-9.255 \times \frac{2.026}{4.7}\right) = 12.519 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{-9.255 - 0}{3.20 \times 6.095} = 2.0745m$$

$$M_0(x) = \frac{6.095 \times 2.0745}{2} \times (3.20 - 2.0745) = 9.415KN.m$$

$$M(x) = 9.415 - 9.255 \times \left(1 - \frac{2.0745}{3.20}\right) = 6.16KN.m$$

➤ **Effort tranchant :**

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

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.095 \times 4.7}{2} + \frac{-9.255 - 0}{4.7} = 12.354KN$$

$$V_B = -\frac{6.095 \times 4.7}{2} + \frac{-9.255 - 0}{4.7} = -16.292KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.095 \times 3.20}{2} + \frac{0 + 9.255}{3.20} = 12.644KN$$

$$V_C = -\frac{6.095 \times 3.20}{2} + \frac{0 + 9.255}{3.20} = -6.859KN$$

Tableau III.2. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

Type	Travée	L (m)	Mo (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
ELU	AB	4.7	16.465	0	-9.935	12.232	12.212	-16.439
	BC	4.7	16.772	-9.935	-5.925	8.962	-16.439	-13.472
	CD	3.2	7.748	-5.925	-3.303	3.244	-13.472	9.144
	DE	3.00	6.858	-3.303	-3.303	3.555	9.144	-9.144
	EF	3.2	7.748	-3.303	-5.925	3.244	-9.144	13.472
	FG	4.7	16.772	-5.925	-9.935	8.962	13.472	16.439

ELU		GH	4.7	16.465	-5.925	0	12.232	16.439	-12.212
	2	AB	3.2	7.452	0	-6.61	4.848	7.688	13.618
		BC	4.7	16.791	-6.61	-9.935	8.601	13.618	16.439
		CD	4.7	16.465	-9.935	0	12.232	16.439	-12.212
		3	AB	4.7	16.832	0	0	16.833	14.326
	4	AB	3.2	7.802	0	0	8.369	10.461	-10.461
	5	AB	3.2	7.644	0	-4.455	5.734	8.361	-11.146
		BC	3	6.845	-4.455	-3.303	2.991	-11.146	-8.76
		CD	3.2	7.551	-3.303	-8.894	1.955	-8.76	16.218
		DE	4.7	16.53	-8.894	0	12.679	16.218	-12.433
		AB	4.7	16.539	0	-8.894	12.679	12.433	-16.218
	6	BC	3.2	7.551	-8.894	-3.303	1.955	-16.218	9.144
		CD	3	6.858	-3.303	-3.303	3.555	9.144	-9.144
		DE	3.2	7.551	-3.303	-8.894	1.955	-9.144	16.218
		EF	4.7	16.539	-8.894	0	12.679	16.218	-12.433
	7	AB	4.7	16.514	0	-9.257	12.552	12.356	-16.295
		BC	3.2	7.115	-9.257	0	3.861	-16.295	-6.861
	8	AB	4,7	16,465	0	-9,935	12,232	12,212	-16,439
		BC	4,7	16,772	-9,935	-5,925	8,962	-16,439	-13,472
		CD	3,2	7,748	-5,925	-3,303	3,244	-13,472	-8,934
		DE	3	6,845	-3,303	-4,455	2,991	-8,934	11,146
		EF	3,2	7,644	-4,455	0	5,734	11,146	-8,361
	1	AB	4.7	11.903	0	-7.123	8.868		
		BC	4.7	12.125	-7.123	-4.248	6.526		
		CD	3.2	5.601	-4.248	-2.368	2.372		

ELS		DE	3	4.957	-2.368	-2.368	2.59		
		EF	3.2	5.601	-2.368	-4.248	2.372		
		FG	4.7	12.125	-4.248	-7.123	6.526		
		GH	4.7	11.90	-7.123	0	8.868		
	2	AB	3.2	5.387	0	-4.739	3.52		
		BC	4.7	12.139	-4.739	-7.123	6.267		
		CD	4.7	11.903	-7.123	0	8.868		
	3	AB	4.7	12.168	0	0	12.169		
	4	AB	3.2	5.640	0	0	6.107		
	5	AB	3.2	5.526	0	-3.194	4.157		
		BC	3	4.949	-3.194	-2.368	2.185		
		CD	3.2	5.459	-2.368	-6.377	1.447		
		DE	4.7	11.957	-6.377	0	9.189		
	6	AB	4.7	11.957	0	-6.377	9.189		
		BC	3.2	5.459	-6.377	-2.368	1.447		
		CD	3	4.957	-2.368	-2.368	2.59		
		DE	3.2	5.459	-2.368	-6.377	1.447		
		EF	4.7	11.957	-6.377	0	9.189		
	7	AB	4.7	11.938	0	-6.637	9.077		
		BC	3.2	5.143	-6.637	0	2.81		
	8	AB	4,7	11,903	0	-7,123	8,868		
		BC	4,7	12,125	-7,123	-4,248	6,526		
		CD	3,2	5,601	-4,248	-2,368	2,372		
		DE	3	4,949	-2,368	-3,194	2,185		
EF		3,2	5,526	-3,194	0	4,157			

Tableau III.3. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher RDC

	Type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	AB	4.7	25,534	0	-17,386	18,281	18,645	-26,043
		BC	4.7	26,136	-17,386	-10,368	12,494	-26,043	-20,851
		CD	3.2	12,061	-10,368	-5,781	4,204	-20,851	14,262
		DE	3.00	10,696	-5,781	-5,781	4,916	14,262	-14,262
		EF	3.2	12,061	-5,781	-10,368	4,204	-14,262	20,851
		FG	4.7	26,136	-10,368	-17,386	12,494	20,851	26,043
		GH	4.7	25,534	-5,781	0	18,281	26,043	-18,645
	2	AB	3.2	11,483	0	-11,567	7,074	11,598	21,106
		BC	4.7	26,173	-11,567	-17,386	11,858	21,106	26,043
		CD	4.7	25,534	-17,386	0	18,281	26,043	-18,645
	3	AB	4.7	26,253	0	0	26,254	22,344	-22,344
	4	AB	3.2	12,170	0	0	12,17	15,213	-15,213
	ELS	1	AB	4.7	17,945	0	-12,09	12,901	
BC			4.7	18,368	-12,09	-7,21	8,881		
CD			3.2	8,476	-7,21	-4,02	3,012		
DE			3.00	7,517	-4,02	-4,02	3,497		
EF			3.2	8,476	-4,02	-7,21	3,012		
FG			4.7	18,368	-7,21	-12,09	8,881		
GH			4.7	17,945	-12,09	0	12,901		
2		AB	3.2	8,070	0	-8,044	5,004		
		BC	4.7	18,394	-8,044	-12,09	8,439		

		CD	4.7	17,945	-12,09	0	12,901		
	3	AB	4.7	18,450	0	0	18,451		
	4	AB	3.2	8,552	0	0	8,553		

Tableau III.4. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher 1^{er} étage

	Type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)		
					Mg	Md		Vg	Vd	
ELU	1	AB	4.7	19,058	0	-12,063	13,959	14,05	-19,183	
		BC	4.7	19,448	-12,063	-7,194	9,972	-19,183	-15,581	
		CD	3.2	9,980	-7,194	-4,011	3,518	-15,581	10,607	
		DE	3.00	7,954	-4,011	-4,011	3,944	10,607	-10,607	
		EF	3.2	8,980	-4,011	-7,194	3,518	-10,607	15,581	
		FG	4.7	19,448	-7,194	-12,63	9,972	15,581	19,183	
			GH	4.7	19,058	-12,63	0	13,959	19,183	-14,05
	2	AB	3.2	8,605	0	-8,026	5,483	8,805	15,758	
		BC	4.7	19,473	-8,026	-12,063	9,532	15,758	19,183	
		CD	4.7	19,058	-12,063	0	13,959	19,183	-14,05	
	3	AB	4.7	19,524	0	0	19,525	16,617	-16,617	
	4	AB	3.2	9,050	0	0	9,051	11,314	-11,314	
	ELS	1	AB	4.7	13,630	0	-8,542	10,019		
BC			4.7	13,909	-8,542	-5,094	7,199			
CD			3.2	6,422	-5,094	-2,84	2,555			
DE			3.00	5,689	-2,84	-2,84	2,849			
EF			3.2	6,422	-2,84	-5,094	2,555			

		FG	4.7	13,909	-5,094	-8,542	2,199		
		GH	4.7	13,630	-8,542	0	10,019		
	2	AB	3.2	6,154	0	-5,683	3,943		
		BC	4.7	13,926	-5,683	-8,542	6,888		
		CD	4.7	13,630	-8,542	0	10,019		
	3	AB	4.7	13,963	0	0	13,964		
	4	AB	3.2	6,472	0	0	6,473		

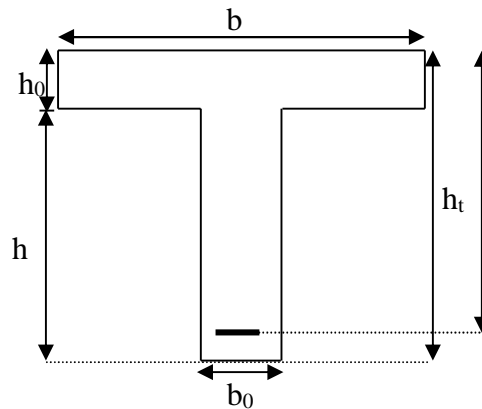
Tableau III.5. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

	Type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	6	AB	4.7	17.795	0	-9.142	13.75	13.4	-17.291
		BC	3.2	8.136	-9.142	-3.395	2.337	-17.291	9.795
		CD	3	7.368	-3.395	-3.395	3.951	9.795	-9.795
		DE	3.2	8.136	-3.395	-9.142	2.337	-9.795	17.291
		EF	4.7	17.795	-9.142	0	13.75	17.291	-13.4
ELS	6	AB	4.7	12.945	0	-6.631	10.051		
		BC	3.2	5.919	-6.631	-2.463	1.73		
		CD	3	5.360	-2.463	-2.463	2.898		
		DE	3.2	5.919	-2.463	-6.631	1.73		
		EF	4.7	12.945	-6.631	0	10.051		

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

$$\begin{aligned} h_t &= 20\text{cm} \\ b_0 &= 12\text{cm} \\ b &= 65\text{cm} \\ d &= 18\text{cm} \\ h_0 &= 4\text{cm} \end{aligned}$$



III.2.1.6.1. Exemple de calcul étage courant du 2^{er} au 8^{ème} étage :

➤ Calcul à l'ELU :

$$M_{\max}^t = 16.833\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{rive}} = -2.524\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{int}} = -9.935\text{KN.m}$$

$$V_{\max} = 16.439\text{KN}$$

a) Calcul des Armatures longitudinales

- Ferrailage en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.059\text{MN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 0.016833 \text{ MN.m}$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : $(h_t * b) : (20 \text{ cm} * 65 \text{ cm})$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.833 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0562$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\% ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0723$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.0723)) = 0.174$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{16.833 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.78 \text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 2.78 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

• **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.12 * 0.20$) m^2 .

✓ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 2.524 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.524 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0457 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0457 \text{MPa} < 0.186 \text{MPa} \Rightarrow \alpha = 0.058 \quad z = 0.175 \text{m}$$

$$A_s^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{2.524 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.414 \text{cm}^2$$

On prend $1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_s^{\text{rive}} = 0.79 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = -9.935 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.935 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.179 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.179 \text{MPa} \leq 0.186 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.248$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.248) = 0.162 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.248 \quad z = 0.162 \text{ m}$$

$$A_s^{\text{int}} = \frac{M_{\text{max}}^{\text{int}}}{z \times 348} = \frac{9.935 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 1.594 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{int}} = 1.594 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm. On choisit un étrier de } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 47.5 \text{ cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1.047 \text{ MPa}$$

$K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: **St = 15 cm.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

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

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

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 16.439 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.034 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

❖ **Appui de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$$A_l = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{16.439 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_l = 3.39 + 2.26 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[16.439 - \frac{9.935}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = -1.29 \text{ cm}^2 < 0.$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction.

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 > -1.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 16.439 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 25 \times 0.10 \times 10^3 = 111.78 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est Vérifié.}$$

➤ **Calcul a l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✓ La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

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 8) donc pendant les calculs on prend $A'=0.50 \text{ cm}^2$.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures:**

On doit vérifier que :

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

❖ **En travée**

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

Avec : $A' = 0$

$$H = \frac{1}{2} \times 0.65 \times 0.04^2 - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -19.19 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H < 0$, (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

$$\text{Calcul de } y : b_0/2 * y^2 + [15(A+A')+(b-b_0) h_0]* y - 15*(Ad+ A'd') - (b-b_0) h_0^2/2 = 0$$

$$\text{Donc : } y : 12/2 * y^2 + [15(3.39+0)+(65-12) 4]* y - 15*(3.39*18+0) - (65-12) 4^2/2 = 0$$

$$6y^2 + 262.85y - 1339.3 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.61 \text{ cm}$

• **Calcul de I :**

$$I = b/3 * y^3 + (b-b_0) (y-h_0)^3 / 3 + 15 A (d-y)^2 + 15 A' (d'-y)^2 = 0$$

$$\text{Donc: } I = 65/3 * y^3 + (65-12) (y-4)^3 / 3 + 15 A (18-y)^2 = 0$$

$$I = 11.24374387 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.169 \times 10^{-3}}{11.24374387 \times 10^{-5}} \times 0.0461 = 4.989 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **C'est vérifié.**

• **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 7.123 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.76 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -0.596 \times 10^{-4} m$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

$$\text{Calcul de } y : b_0/2 * y^2 + [15(A+A')+(b-b_0) h_0]* y - 15*(Ad+ A'd') - (b-b_0) h_0^2/2 = 0$$

$$\text{Donc : } y : 12/2 * y^2 + [15(2.26+0)+(65-12) 4]* y - 15*(2.26*18+0) - (65-12) 4^2/2 = 0$$

$$6y^2 + 253.4y - 1169.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.23 \text{cm}$.

Calcul de I :

$$I = b/3 * y^3 + (b-b_0) (y-h_0)^3 /3 + 15 A (d-y)^2 + 15 A' (d'-y)^2 = 0$$

$$\text{Donc : } I = 65/3 * y^3 + (65-12) (y-4)^3 /3 + 15 A (18-y)^2 = 0$$

$$I = 9,490073 * 10^3 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,123 \times 10^{-3}}{9,490073 \times 10^{-5}} \times 0.0423 = 3,1749 \text{MPa}$$

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

➤ **Vérification de la flèche**

➤ **Etat limite de déformation :**

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

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

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.0425 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ 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 :

$$y = 4,62\text{cm}$$

• **Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

$$v = 9.122 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$I_0 = 46588\text{cm}^4 \dots\dots\dots [\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4)]$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01569444$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

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

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

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10721,4 \text{ MPa.}$$

➤ **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 $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

➤ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times (2,85 + 1) = 2,5025 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.28 + 1.5) = 4.407 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 69,031 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 94,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 121,77 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = 2,61$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1,047$$

$$\sigma_{sj} = 121,419 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 166,587 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 214,184 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.622 > 0$$

$$\mu_g = 0,707 > 0$$

$$\mu_p = 0,763 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = 19489 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 17966,2 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 17080 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 29431 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0,00243 \text{ m}$$

$$f_{gi} = 0,00362 \text{ m}$$

$$f_{pi} = 0,00489 \text{ m}$$

$$f_{vg} = 0,00663 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,00663 - 0.00243 + 0.00489 - 0.00362 = 0.00547 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0,547 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.894 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Pour le plancher terrasse inaccessible, RDC et 1^{er} étage, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	26,254	0.087	0.113	0.171	4,41	1.41	3HA14 A= 4,62
En appui intermédiaire	17,386	0.314	0.489	0.144	3.451	0.26	2HA16 A= 4.02
En appui de rive	3,937	0.071	0.092	0.173	0.653	0.26	1HA16 A= 2,01

Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4.7	4.62	6,903	9,443	47,383	14458	47769
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4,81	52545	52545	26748	52545	13,732	94

Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher 1^{er} étage

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	19,525	0.065	0.084	0.174	3,22	1.41	3HA12 3,39
En appui intermédiaire	12,63	0.228	0.329	0.156	2,32	0.26	2HA14 3,08
En appui de rive	2,928	0.053	0.068	0.175	0.48	0.26	1HA14 1,54

Tableau III.9. Evaluation de la flèche dans le plancher 1^{er} étage

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4.7	3,39	6,903	9,47	13,96	11248,5	46587,7
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4,81	51247	51247	51247	51247	0,0348	0,94

Tableau III.10. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	13,75	0.046	0.058	0.175	2,25	1.41	3HA10 2,36
En appui intermédiaire	9.142	0.030	0.038	0.177	1.482	0.26	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	2.669	0.048	0.062	0.175	0.438	0.26	1HA10 0.79

Pour le ferrailage choisit ($A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

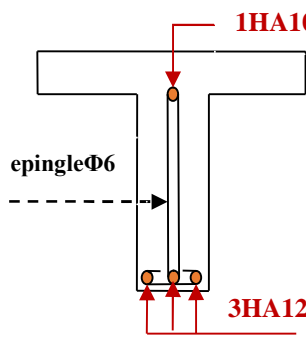
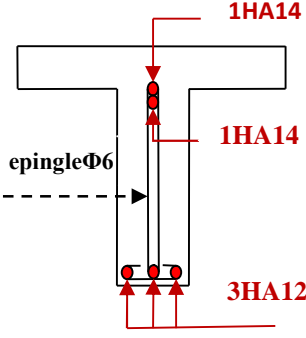
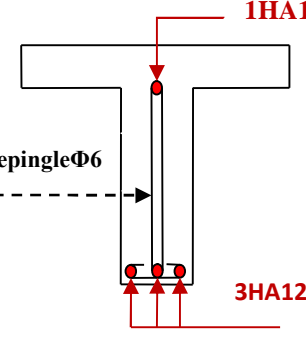
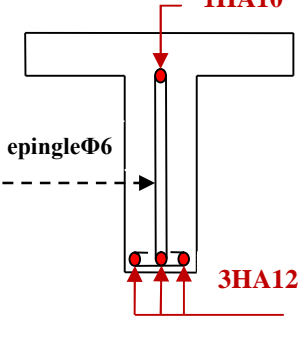
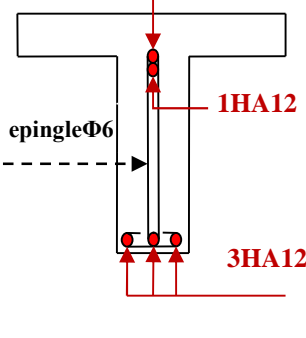
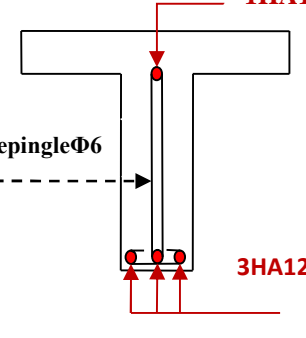
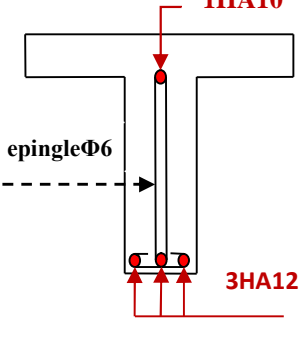
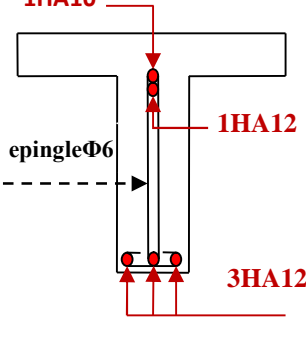
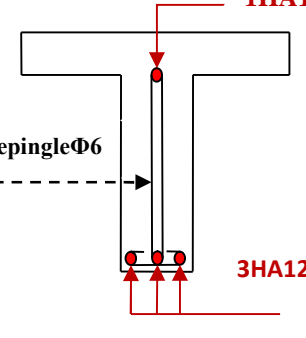
Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4,7	3,39	5,3154	8,748	10,12	11248,5	46587,7
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4,81	511246,5	511246,5	511246,5	511246,5	0.029	0.94

Tableau III.12. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher RDC			

<p>Plancher 1^{er} étage</p>			
<p>Plancher étage courant</p>			
<p>Plancher terrasse inaccessible</p>			

✓ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235$ MPa.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$5\text{TS6} / \text{ml} = 1.41 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{cm} \leq 20 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

On choisit :

3TS6/ml = 0.85cm² parallèles aux poutrelles → St = 30cm < 33cm.....**Condition vérifiée.**

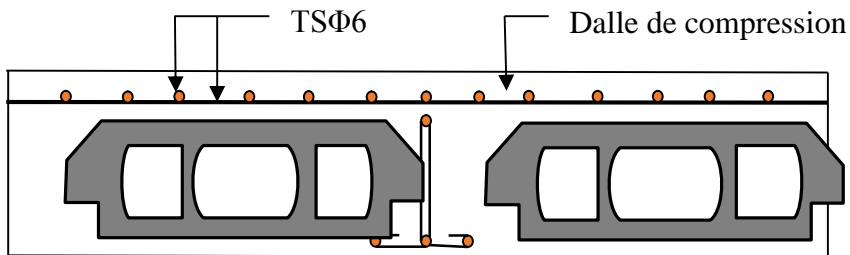


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.3.1. Plancher dalle pleine

Tableau III.13. Charges du plancher à dalle pleine

1. Premier type : (Dalle pleines sur 3 appuis)

$$L_x = 1,50m ; L_y = 2,90m$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,90}{2} = 1,45 \Rightarrow L_x > L_y/2$$

$$\rho = \frac{1,5}{2,9} = 0,52 > 0,4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

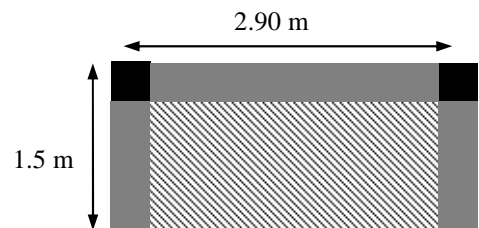


Figure III.5. Dalle sur 3 appuis

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

On a: $G = 6.22 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
 $P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 13.647 \text{ KN/m}^2$
 $P_s = G + Q = 6.22 + 3.5 = 9.72 \text{ KN/m}^2$

III.3.1.1. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times l_y^3}{24} = 13.868 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 7.651 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 11.787 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 5.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{ox} = -6.934 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

❖ **En travée :**

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.057 \Rightarrow A_s = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times b \times e$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times 100 \times 15 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

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

Sens y-y :

$$\mu = 0.028 \Rightarrow A_s = 1.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

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

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

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

$$A_y^{\min} = \frac{0.0008}{2}(3 - 0.52) \times 100 \times 15 = 1.48\text{cm}^2.$$

Soit : $A_s < A_{\min}$ on adopte : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

➤ **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible : $St \leq \min(4e; 45)$

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

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

❖ **Vérification sur le diamètre des barres :**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{150}{10} ; \text{ Soit } \phi_x \leq 15\text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 3\right) = 11.25\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{3}{2} \cdot 1.5 + 3\right) = 9.75\text{cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	11.787	0.057	0.0742	0.116	2.9	1.48	3.39=3HA12	33
Y	5.73	0.028	0.035	0.118	1.39	1.2	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	6.934	0.034	0.043	0.118	1.69	1.48	2.36=3HA10	33

➤ **Vérifications :**

❖ **A l'ELU :**

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

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

$$V_{ux} = \frac{13.647 \times 1,50}{2} \times \frac{2.90^4}{1.5^4 + 2.90^4} = 9.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0795 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0795 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**
 (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **A P'ELS :**

$$P_s = G + Q = 6.22 + 3.5 = 9.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 9.877 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 9.877 = 8.395 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.45 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.75 \times 5.45 = 4.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

❖ **Travée // L_X :**

✓ **Calcul de y :**

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

On trouve : **y = 0.0131m**

✓ **Calcul de I :**

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

$$I = 5.8858 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

✓ **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.868 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$
 **Condition vérifiée.**

❖ **Travée //à L_Y :**

✓ **Calcul de y**

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

Racine d'équation seconde degré : **y = 0.0211m**

✓ Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 2.5258 \times 10^{-5} m^4$$

✓ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.408 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

❖ Etat limite de déformation :

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

✓ Sens x-x :

1. $\frac{e}{l_x} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00327 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$

✓ Sens y-y :

1. $\frac{e}{l_y} = 0.05 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right] = 0.0374 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00125 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$

➤ Schéma de ferrailage

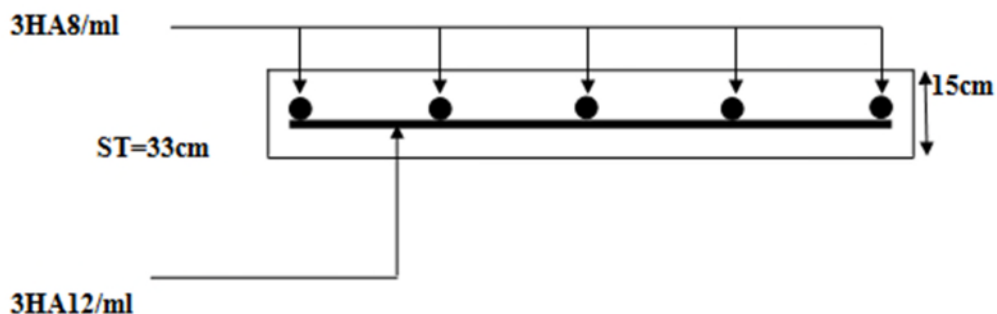


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N°1

2. Deuxième type :

Une dalle sur quatre appuis

$$\text{On a : } L_x = 1.7\text{m}$$

$$L_y = 3.75\text{m}$$

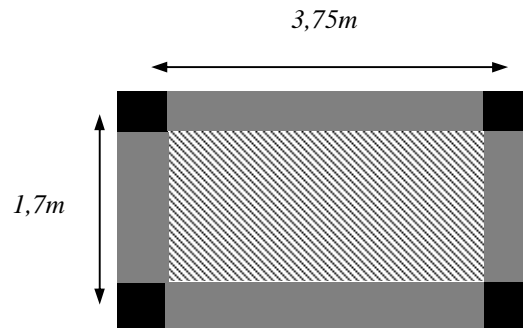


Figure III.7. Dalle sur 4 appuis.

$\rho = 0,45 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle se comporte sur les deux sens \Rightarrow travaille dans les deux sens (L_x, L_y).

➤ Evaluation des charges :

$$G = 6.22 \text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.147 \text{KN/m}^2$$

$$p_{ser} = G + Q = 8.72 \text{KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 3.636 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.909 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

❖ En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 2.727 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 0.77 \text{KN.m}$$

❖ En appuis :

$$M_{ay} = M_{ay} = -0.5 M_{ox} = -1.818 \text{KN.m}$$

➤ **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu = \frac{Mtu}{bd^2 f_{bu}}, \quad \mu = 0.0133 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0133}) = 0.0167$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0167) = 0.119m$$

$$A_s = 0.65cm^2/ml$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3 - 0.45}{2} \times 100 \times 12 = 1.224cm^2$$

$A_{\min} = 1.224cm^2/ml > A_{calculé} = 0.65cm^2/ml$ **Non vérifiée.**

On adopte une section : $A = 3HA8 = 1.51cm^2/ml$.

Sens y-y :

$$\mu = \frac{Mtu}{bd^2 f_{bu}}, \quad \mu = 0.003765 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003765}) = 0.0047$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0047) = 0.119m$$

$$A_s = 0.1859cm^2/ml$$

➤ **La condition de non fragilité**

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

$A_{\min} = 0.96cm^2/ml > A_{calculé} = 0.1859cm^2/ml$ **Non vérifiée.**

On adopte une section : $A = 3HA8 = 1.51cm^2/ml$.

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/3) = 33cm$.

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33cm$

Tableau III.15. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.727	0.0133	0.0167	0.119	0.65	1.224	1,51=3HA8	33
Y	0.77	0.0037	0.0047	0.119	0.1859	0.96	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	1.818	0.0088	0,011	0,119	0,437	0.96	1,51=3HA8	33

➤ Les vérifications

A l'ELU

❖ l'effort tranchant :

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

$$V_{ux} = 9.90$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$, Tel que : $\tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,082 MPa \leq \bar{\tau} = 1,167 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ A l'ELS

$$P_s = 8.72 \text{ KN /m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^{tx} = 2 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^{ty} = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ La contrainte dans le béton

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

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

$$\Rightarrow y = 9.85 \text{ cm} = 0.098 \text{ m} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.23 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2}{4.23 \times 10^{-6}} \times 0.098 = 4.633 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.633\text{Mpa} < \sigma_{adm} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de La flèche :**

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{(100 \times 12) \times 10^{-4}} = 0,0012 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.00} = 0,15 > \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0.08$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage**

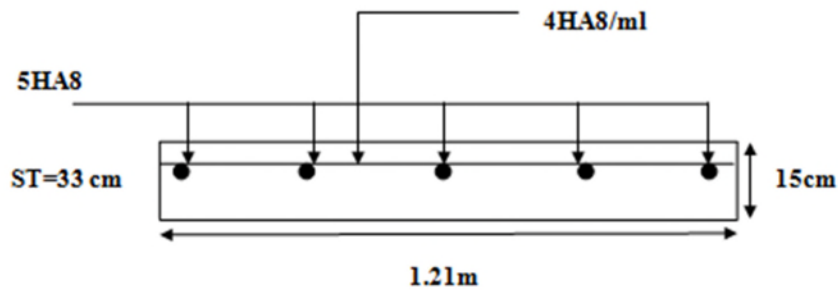


Tableau III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

3. Troisième types

a) **Evaluation des charges :**

$G = 6.22\text{KNm}^2$
 $Q = 3.5\text{KNm}^2$
 $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.647\text{KN.m}$
 $L_x = 1.5\text{m}$
 $L_y = 2\text{m}$
 $\rho = 0.75 > 0.4$

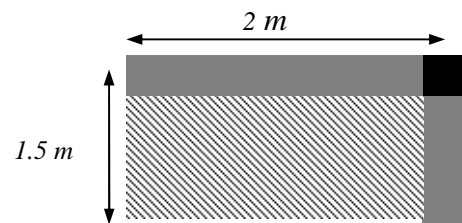


Figure III.8. Dalle sur 2 appuis

Donc la dalle travaille dans les deux sens

b) **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0621$$

$$\mu_y = 0.5105$$

$$M_x = 1.906 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.973 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments réels :

❖ **En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.62 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.827 \text{ KN.m.}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.953 \text{ KN.m.}$$

d) Le ferrailage :

❖ **En travée :**

Sens x-x :

$$\mu = 0.0079 \Rightarrow A_s = 0.389 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5\text{T10/ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.004 \Rightarrow A_s = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e) Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm.}$

$S_t = 20\text{cm.}$

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm.}$

$S_t = 25\text{cm.}$

❖ **En appuis :**

Figure III.9. Résultats de ferrailage en appuis du 3ème type de dalle

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acalculé (cm ²)	Aadopté (cm ²)	St (cm)
0.953	0.0046	0.0058	0,107	0.228	3HA8 = 1.51	33

f) Vérification :

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 12mm$$

$$\phi_x^{\max} = 12mm < 12mm \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

➤ **A P'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0.4$$

$$e \geq 12$$

Donc :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times e$$

Pour l'acier HAfe400et $\phi > 6mm$ on prend $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{\min x} = 1.13cm^2 < 3.93cm^2$$

$$A_{\min y} = 0.96cm^2 < 2.01cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiées}$$

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

$$\rho > 0.4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.443KN$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 3.72KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.72}{1 \times 0.12} = 0.031MPa$$

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

$\tau_u \leq 1,25MPa$ (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **A P'ELS :**

$$P_s = 9.72 KN/ml$$

$$\mu_x = 0.0684$$

$$\mu_y = 0.6647$$

$$M^t_{xser} = 1.27KN.m$$

$$M^t_{yser} = 0.845KN.m$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.01cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.5864 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.45 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 108.29MPa.$$

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

• La flèche :

$$1. \quad \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{2.14} = 0.056 \leq \max \left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right) = 0.133$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0,0036 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

g) Schéma de ferrailage :

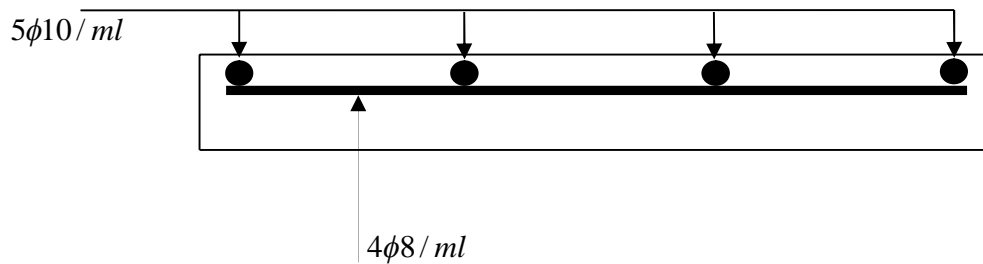


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 3

III.4. Etude de la dalle de la cage d'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 : $L_x = 1.75m$, $L_y = 2.25m \Rightarrow S = 3.93m^2$

Soit alors son épaisseur est $e = 15cm$.

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 KN / m^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 KN / m^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 5 KN / m^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.93} = 25.95 KN / m^2$ avec : $F_c \rightarrow$ Charge due à la cuvette = 102KN

$G_{total} = G + G' = 25.95 + 5 = 30.95 KN / m^2$

Cas de charge répartie :

➤ A L'ELU :

➤ Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30.95 + 1.5 \times 1 = 43.28 KN / m^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$

$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0596 \times 43.28 \times 1.75^2 = 7.89 KN.m$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.5440 \times 7.89 = 4.29 KN.m$

➤ **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 7.89 = 6.7 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 4.29 = 3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M_x^0 = -0.4 \times 7.89 = -3.15 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17.Ferrailages de la dalle d'ascenseur

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	Selon x	6.7	0.032	0.04	0.118	1.63	2.01
	Selon y	3.64	0.017	0.021	0.119	0.88	2.01
En appuis	Selon x-y	-3.15	0.015	0.018	0.119	0.76	2.01

▪ **Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$\text{On a des HA } f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Avec $h_t = 20\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0.77$

$$\begin{cases} \rho = 0.77 \\ e = 20\text{cm} > 12\text{cm} \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.77}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1.78\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_x^{\min} = 1.78\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_t^y = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_y^{\min} = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiées.}$$

$$A_t^y = 4HA8 / ml = 2.01cm^2 / ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025cm^2 / ml \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

➤ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 2.01cm^2 / ml > A_x^{\min} = 1.78cm^2 / ml \\ A_a^y = 2.01cm^2 / ml > A_y^{\min} = 1.6cm^2 / ml \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}es.$$

On adopte :

- **En trav\ee :** $\begin{cases} A_x = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml \\ A_y = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml \end{cases}$

- **En appuis :** $A = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33)cm \Rightarrow St \leq 33cm$ **On adopte :** $St = 25cm$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45)cm \Rightarrow St \leq 45cm$ **On adopte :** $St = 25cm$

➤ **Effort tranchant :**

On doit v\erifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167MPa$$

$$\rho = 0.77 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 25.24KN \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 27.34KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22 \leq \tau_{adm} = 1.167MPa \quad \text{Condition v\erifi\acute{e}e.}$$

➤ **A L'ELS :**

$q_s = G_{total} + Q = 30.95 + 1 = 31.95KN / m^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0.77 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0661 \times 31.95 \times 1.75^2 = 6.46KN.m$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.6710 \times 6.46 = 4.33 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

- En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 5.49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 3.68 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appuis : $M_a = -0.4 \times M_x^0 = -2.58 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau III.18. Vérification des contraintes de compression dans le béton

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	x-x	5.49	2.01	2.4	3239.42	4.06	15	Vérifiée
	y-y	3.68	2.01	2.4	3239.42	2.72	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-2.58	2.01	2.4	3239.42	1.91	15	Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

➤ **Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire a₀ × b₀. Elle agit uniformément sur aire μ × ν située sur le plan moyen de la dalle.

a₀ × b₀ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

μ × ν : Surface d'impact.

a₀ et μ : Dimension suivant x-x.

b₀ et ν : Dimension suivant y-y.

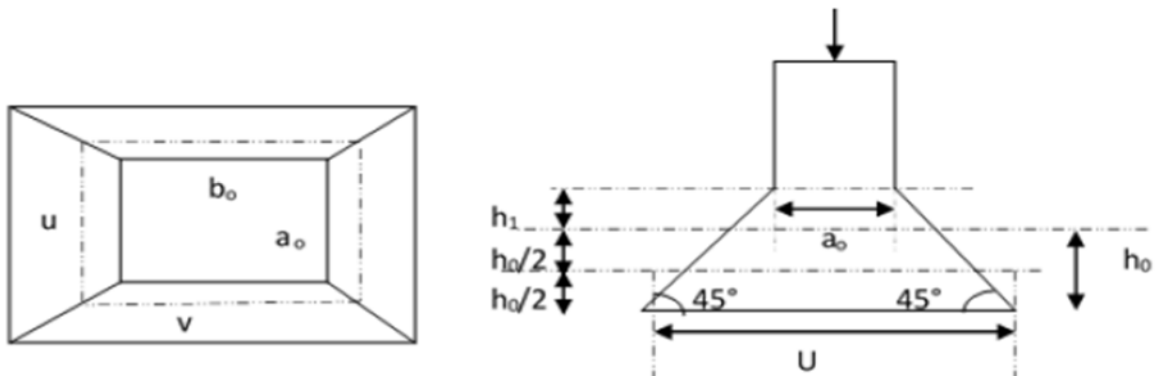


Figure III.11. Charge concentrée

➤ **Calcul du rectangle d'impact :**

$$\text{On a } \begin{cases} \mu = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ \nu = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V=1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$h_1 = 5\text{cm}$: Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$: Epaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} \mu = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1.05\text{m} \\ \nu = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1.05\text{m} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à L'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

- M_1 est en fonction de $\frac{\mu}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1.05}{1.75} = 0.6$ et $\rho = 0.77$
- M_2 est en fonction de $\frac{\mu}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1.05}{2.25} = 0.466$ et $\rho = 0.77$

En se référant à l'**Annexe ()**, on trouve : $M_1 = 0.085$ et $M_2 = 0.067$

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :**

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} D_m : \text{la charge due à l'ascenseur} = 82 \text{ KN} \\ P_m : \text{la charge due à la machine} = 15 \text{ KN} \\ P_{per} : \text{la charge nominale} = 6.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G = 139.455\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0.085 = 11.85 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0.067 = 9.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0596 \times 8.25 \times 1.75^2 = 1.5 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5440 \times 1.5 = 0.816 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 + 1.5 = 13.35 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 0.816 = 10.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 11.34 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 8.62 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis : $M_a = -0.4 \times M_x^0 = -5.34 \text{ KN.m}$

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle d'ascenseur

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	Selon x	11.34	0.055	0.07	0.116	2.81	3.14
	Selon y	8.62	0.042	0.053	0.117	2.11	3.14
En appuis	Selon x-y	-5.34	0.026	0.032	0.118	1.30	2.01

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HA $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0.77$

$$\begin{cases} \rho = 0.77 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.77}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x^{\min} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiées.}$$

$$A_t^y = 4HA10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x^{\min} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_a^y = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiées.}$$

On adopte :

- **En travée :** $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$

- **En appuis :** $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ **On adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ **On adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérfication à l'ELU :**

• **Vérfication au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Epaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 630 \text{ KN}$ **Pas de risque de poinçonnement.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On a :

$$u = v = 105\text{cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.455}{3.15} = 44.27\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.36\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Vérification à L'ELS :**

Le moment engendré par le moment de levage : $M_1 = 0.085\text{Kn.m}$ et $M_2 = 0.067\text{Kn.m}$

$$q_{ser} = g = 103.3\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 10.16\text{KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + vM_1) = 103.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 8.67\text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment dû au poids propre de la dalle :

$$Q_{ser} = G + Q = 6\text{KN} / m$$

$$\text{ELS : } \rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0661 \times 6 \times 1.75^2 = 1.21\text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6710 \times 1.21 = 0.81\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.16 + 1.21 = 11.37\text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.67 + 0.81 = 9.48\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.37 = 9.66\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.48 = 8.05\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 11.37 = -4.54\text{KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

Tableau III.20. Vérification de la contrainte de compression

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	x-x	9.66	3.14	2.9	4713.31	5.94	15	Vérifiée
	y-y	8.05	3.14	2.9	4713.31	4.95	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-4.54	2.01	2.4	3239.42	3.36	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.75} = 0.114 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{2.25} = 0.08 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.75} = 0.114 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{2.25} = 0.08 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.042 \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 2.61 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

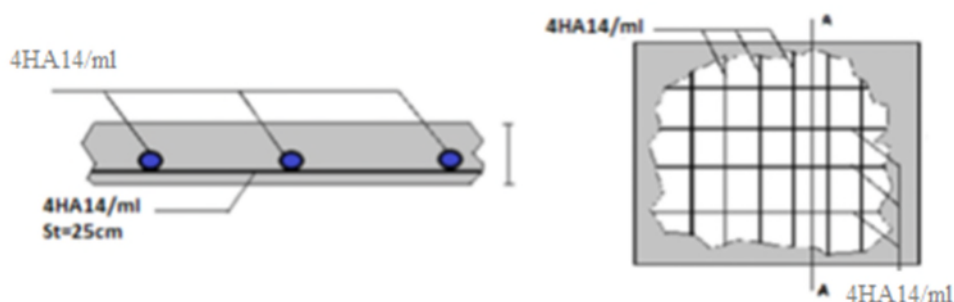


Figure III.12. Schéma de ferrailage dalle ascenseur (charge concentrée)

III.5. Etude de l'acrotère :

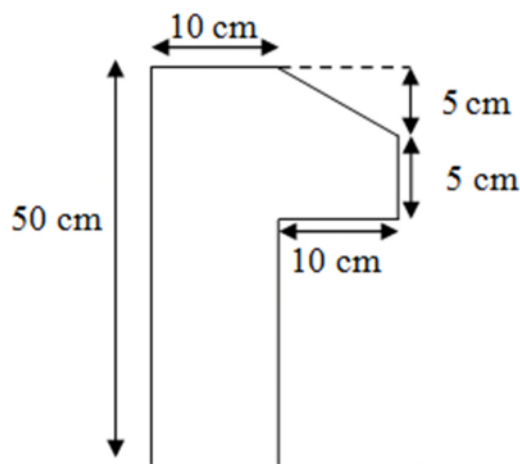


Figure III.13. Schéma de l'acrotère

III.5.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Verticales :**

Tableau III.21. Charges et surcharges

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (kn/ml)	Enduit ciment (kn/ml)	G total (kn/ml)	Q (kn/ml)
50	(10)	0.0575	1.4375	0.4902	1.9277	1

- **Horizontales :** (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale F_p due au séisme $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$, avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB.6.1 du RPA99).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone IIa.

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 1.9277 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9277 = 0.925 \text{ KN}$$

Remarque : La section de calcul en flexion composée sera de (100 x 10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de pression :

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum(A_i \times x_i)}{\sum A_i} \quad y_c = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{\sum A_i} \quad \text{Avec : } \sum A_i = S$$

$$\begin{cases} x_c = 0.063 \text{ m} \\ y_c = 0.275 \text{ m} \end{cases}$$

- Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 1.9277 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow N_Q = 0 \text{ KN} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0.925 \text{ KN} \Rightarrow N_{Fp} = 0 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times y_c = 0.925 \times 0.275 = 0.25 \text{ KN.m}$$

Remarque : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

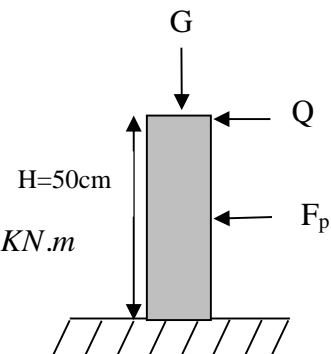


Figure III.14. Les sollicitations sur l'acrotère

Tableau III.22. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1.35G + 1.5Q
N (KN)	1.9277	2.6	1.9277
M (KN.m)	0.75	0.75	0.5

III.5.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.6} = 28.84 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$ Tel que : e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max(2 ; 0.2) \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 28.84 + 2 = 30.84 \text{ cm}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \quad \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment de premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$e_3 = \frac{3 \times (2 \times 50)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 10} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 30.84 + 0.6 = 31.44 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée, sont :

$$N_u = 2.6 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e_t = 0.81 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Ferrailage :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{UA} = M_{UG} + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$.

- ✓ M_{UG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{UA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{UA} = 0.81 + 2.6 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.862 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.862 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0123 < \mu_l = 0.392 \text{ (pour } F_e E 400)$$

D'où :

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}}{0.8} = 0.0154$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 3.59 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.284 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s$$

On adopte :

$$A_s = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.282 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

$$\text{Armatures principales : } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } St \leq \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28} ; 4) \text{ MPa} \Rightarrow \tau \leq (2.5; 4) \text{ MPa} \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.925 + 1 = 1.925 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.925 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.0275 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0275 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : La \text{ somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{1.925 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.405 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **A L'ELS:**

- **Vérification des contraintes:**

$$d = 0.07 \text{ m}$$

D'après le BAEL91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$C = d - e_a$ Tel que e_a : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.9277} = 0.259 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$c = d - e_a = -0.189 \text{ m}$$

$$c = -0.189 \text{ m} \text{ donc: } c < 0 \text{ et } y_c > 0 \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$\text{Tel que: } \begin{cases} p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 90 \times \frac{A_s}{b} \\ q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times 90 \times \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.189)^2 + (0.07 + 0.189) \times 90 \times \frac{1.13 \times 10^{-4}}{1} = -0.104 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.189)^3 - (0.07 + 0.189)^2 \times 90 \times \frac{1.13 \times 10^{-4}}{1} = 0.012 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$y_c^3 - 0.104 \times y_c + 0.012 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.189 \leq y_c \leq 0.289$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (0.012)^2 + \frac{4 \times (-0.104)^3}{27} = -2.26 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions:

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) ; Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) ; Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)} ; a = 2 \times \sqrt{\left(\frac{-p}{3}\right)}$$

$$a = 0.3723m ; \phi = 158.36^\circ$$

$$Y_1 = 22.51cm ; Y_2 = -36.93cm ; Y_3 = 14.41cm$$

$$y_c = 0.225m$$

$$y = y_c + c = 0.036m$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 5.9 \times 10^{-4} m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 0.11MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 1.66MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64MPa, FN \end{array} \right.$$

Conditions vérifiées

- Schéma de ferrailage :

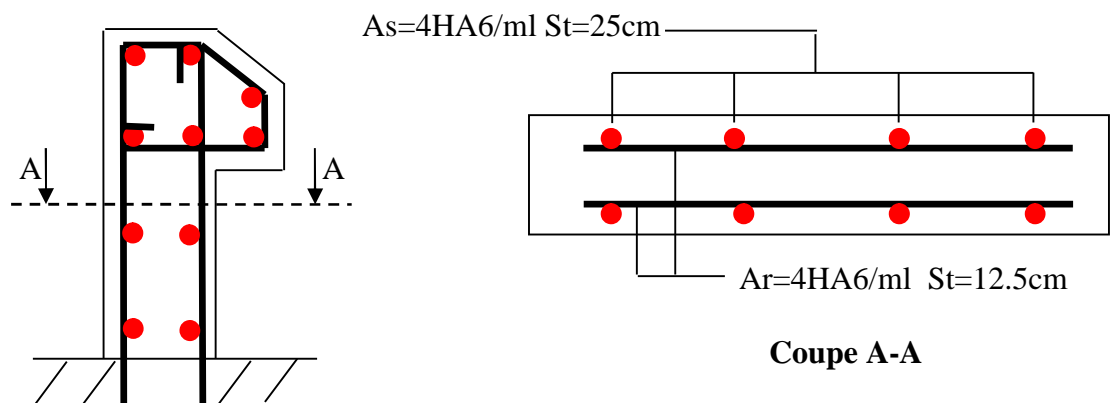


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée (L) uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.6.1. Etude de type d'escalier 1 :

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 20$ cm, le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Volée :**

$$G_{volée} = 9.59 \times 1 = 9.59 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{volée} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

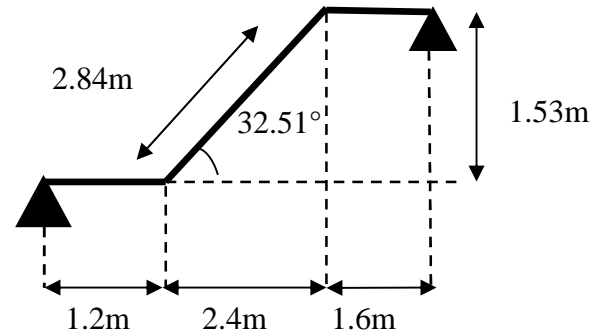


Figure III.16. Schéma de l'escalier (type 1)

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6.36 \times 1 = 6.36 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{palier} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.69 \text{ KN / ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.33 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 9.59 + 2.5 = 12.09 \text{ KN / ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

III.6.1.1. Calcul des sollicitations :

❖ **ELU**

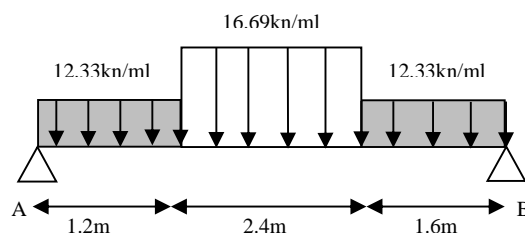


Figure III.17. Schéma statique de l'escalier à L'ELU (type 1)

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = (1.2 \times 12.33) + (2.4 \times 16.69) + (1.6 \times 12.33)$$

$$R_A + R_B = 74.58 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.6)^2}{2} \times 12.33 + 16.69 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right) + 12.33 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 2.4 + 1.6 \right) \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_A = 37.69 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} \times 12.33 + 16.69 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.2 \right) + 12.33 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 + 1.2 \right) \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_B = 36.88 \text{ KN}$$

• **Les efforts et moments internes :**

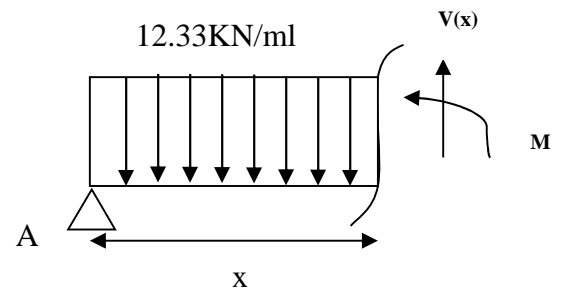
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$**

$$V(x) = -37.69 + 12.33x$$

$$M(x) = 37.69x - 12.33 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -37.69 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -22.90 \text{ KN} \\ M = 36.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$



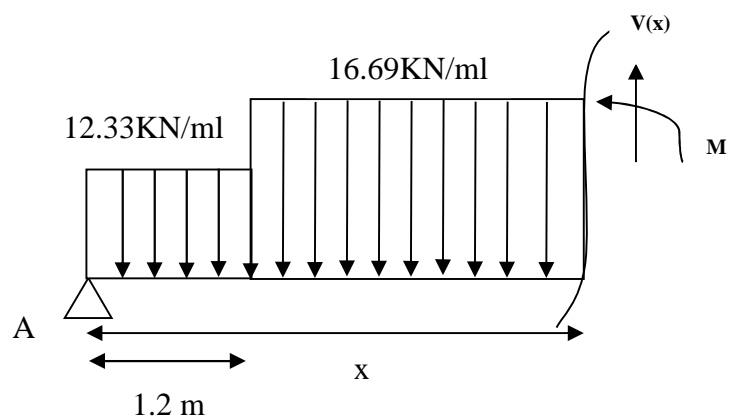
➤ **Tronçon : $1.2 \text{ m} \leq x \leq 3.6 \text{ m}$**

$$V(x) = -42.92 + 16.69x$$

$$M(x) = -8.345x^2 + 42.922x - 3.14$$

$$x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -22.90 \text{ KN} \\ M = 36.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.6 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 17.16 \text{ KN} \\ M = 43.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$



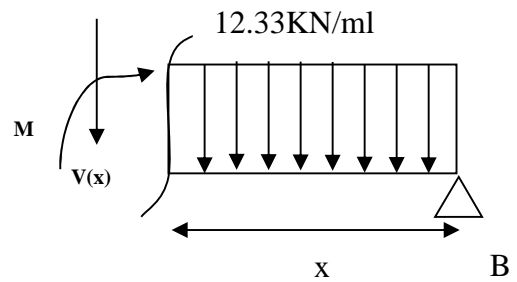
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$**

$$V(x) = 36.88 - 12.33x$$

$$M(x) = 36.88x - 12.33 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0m \Rightarrow \begin{cases} V = 36.89 KN \\ M = 0 KN.m \end{cases}$$

$$x = 1.6m \Rightarrow \begin{cases} V = 17.16 KN \\ M = 43.24 KN.m \end{cases}$$



• Calcul du moment M_{Max} :

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

Dans notre cas, il se trouve sur la travée $1.2m \leq x \leq 3.6m$

$$V(x) = -42.92 + 16.69x = 0 \Rightarrow x = 2.573m$$

$$M_{max}(x) = M(2.573) = -8.345(2.573)^2 + 42.922(2.573) - 3.14 = 52.06 KN.m$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 52.06 = 39.04 KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 52.06 = -26.03 KN.m \\ V_{max} = 37.69 KN \end{cases}$$

• Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELU :

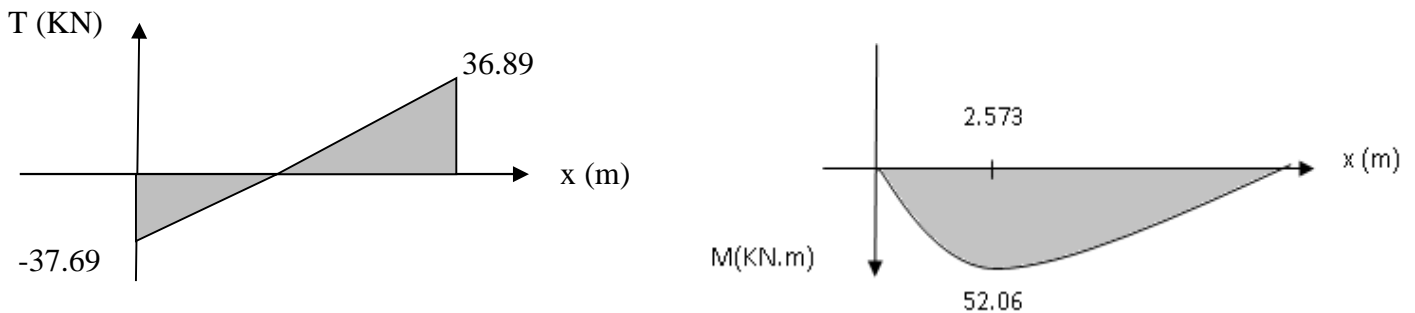


Figure III.18. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

❖ ELS :

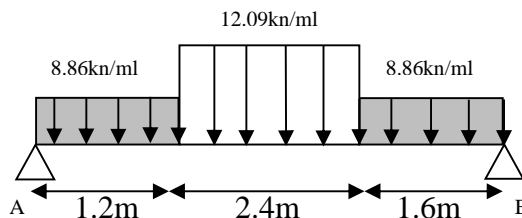


Figure III.19. Schéma statique de l'escalier à l'ELS (type 1)

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = (1.2 \times 8.86) + (2.4 \times 12.09) + (1.6 \times 8.86)$$

$$R_A + R_B = 53.82 KN$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.6)^2}{2} \times 8.86 + 12.09 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right) + 8.86 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 2.4 + 1.6 \right) \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_A = 27.21 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} \times 8.86 + 12.09 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.2 \right) + 8.86 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 + 1.2 \right) \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_B = 26.61 \text{KN}$$

• **Les efforts et moments internes :**

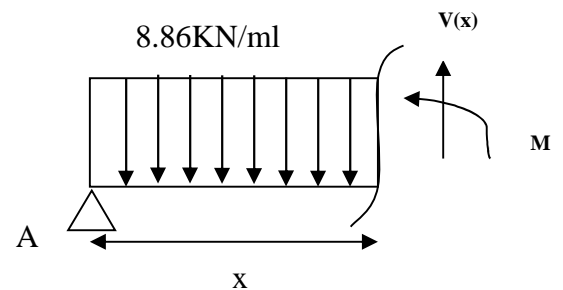
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2m$**

$$V(x) = -27.21 + 8.86x$$

$$M(x) = 27.21x - 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -27.21 \text{KN} \\ M = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.2m \Rightarrow \begin{cases} V = -16.57 \text{KN} \\ M = 26.27 \text{KN.m} \end{cases}$$



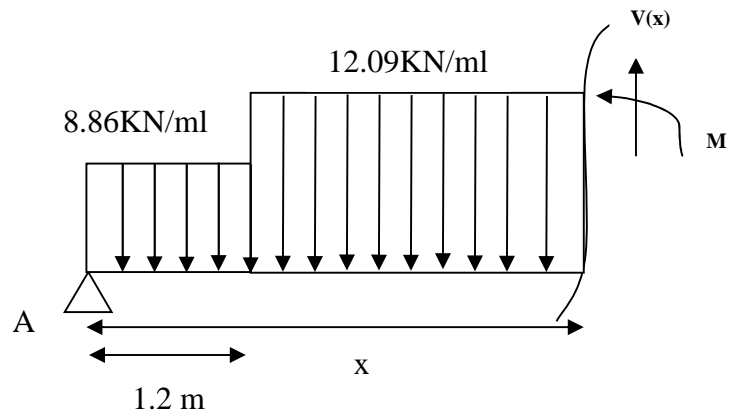
➤ **Tronçon : $1.2m \leq x \leq 3.6m$**

$$V(x) = -31.08 + 12.09x$$

$$M(x) = -6.045x^2 + 31.086x - 2.3256$$

$$x = 1.2m \Rightarrow \begin{cases} V = -16.57 \text{KN} \\ M = 26.27 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.6m \Rightarrow \begin{cases} V = 12.44 \text{KN} \\ M = 31.24 \text{KN.m} \end{cases}$$



➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.6m$**

$$V(x) = 26.61 - 8.86x$$

$$M(x) = 26.61x - 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0m \Rightarrow \begin{cases} V = 26.61 \text{KN} \\ M = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.6m \Rightarrow \begin{cases} V = 12.43 \text{KN} \\ M = 31.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment M_{Max} :**

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

Dans notre cas, il se trouve sur la travée $1.2m \leq x \leq 3.6m$

$$V(x) = -31.08 + 12.09x = 0 \Rightarrow x = 2.57m$$

$$M_{max}(x) = M(2.57) = -6.045(2.57)^2 + 31.086(2.57) - 2.3256 = 37.64KN.m$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 37.64 = 28.23KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 37.64 = -18.82KN.m \\ V_{max} = 27.21KN \end{cases}$$

• **Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELS :**

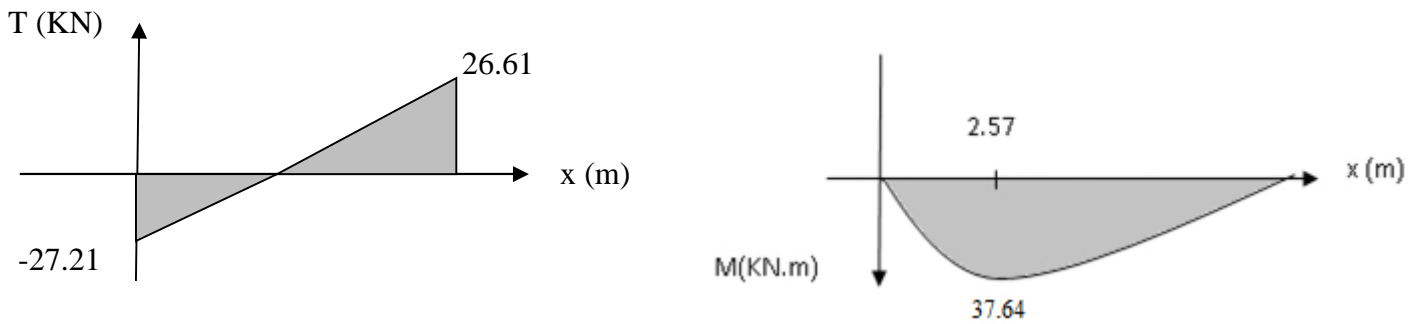
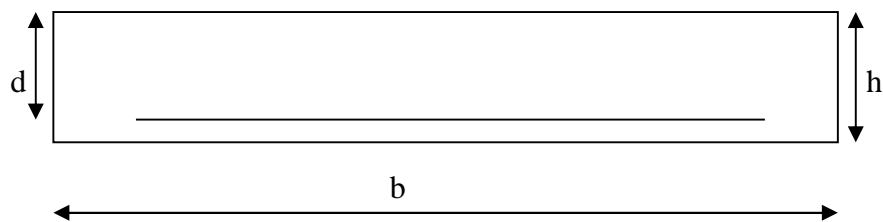


Figure III.20. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.6.1.2. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



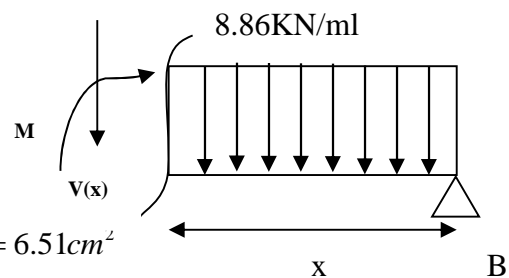
❖ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.04}{1 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.109$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{39.04 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.109) 348} \Rightarrow A_s = 6.51cm^2$$



➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6HA12 \Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4HA8 \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.03}{1 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.072$$

$$A_s = \frac{M_u^i}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{26.03 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.072) 348} \Rightarrow A_s = 4.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6HA10 \Rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{6} = 16.66cm$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{As}{4} = 1.17cm^2$$

On adopte :

$$3HA8 \Rightarrow Ar = 1.51cm^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33.33cm$$

➤ **Vérification ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{37.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.20MPa < \bar{\tau}_u = 1.16MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$S_t = 16.66cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 25cm \leq \min(4e ; 45cm) = 45cm$$

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$S_t = 16.66cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33.33cm \leq \min(4e ; 45cm) = 45cm$$

➤ Vérification ELS :

- Vérification des contraintes de béton :

Tableau III.23. Vérification des contraintes de béton

	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Travée	28.23	5.03	21375.41	6.64	15	Vérifiée
Appuis	-18.82	4.05	13686.15	5.56	15	Vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 20\text{cm} > \max [(0.0375 ; 0.0375) \times 5.2] = 19.5\text{cm}$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 6.79 < 9$ Condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

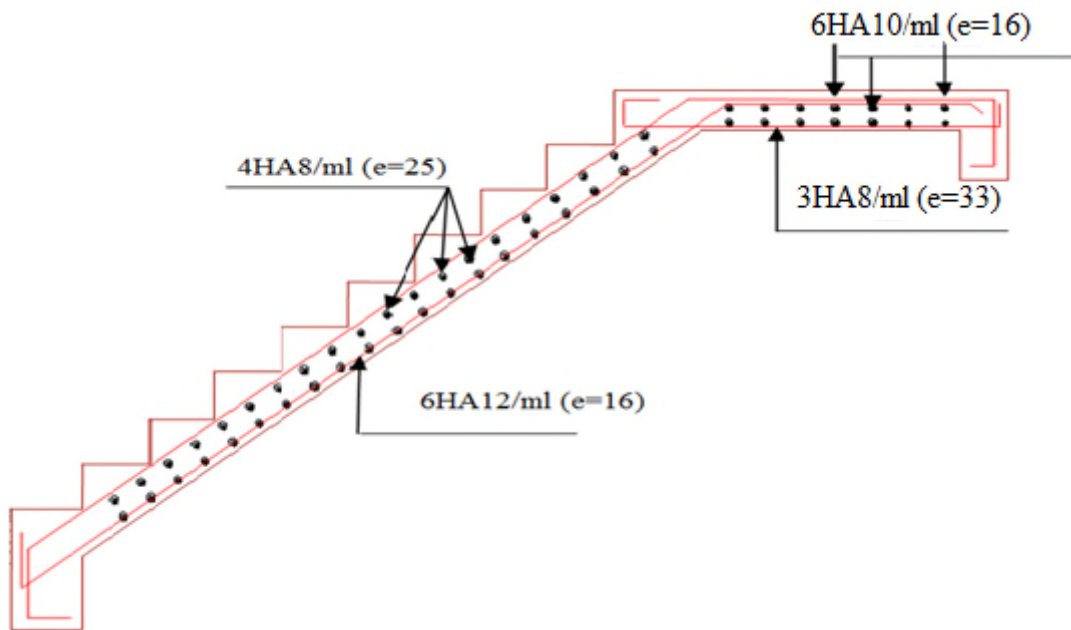


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier Type 1

III.6.2. Etude de type d'escalier 2 :

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 15 \text{ cm}$, le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Volée :**

$$G_{volée} = 8.05 \times 1 = 8.05 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{volée} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

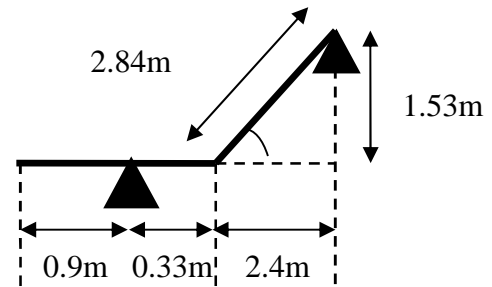


Figure III.22. Schéma de l'escalier (type 2)

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6.36 \times 1 = 6.36 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{palier} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.61 \text{ KN / ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.33 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 9.59 + 2.5 = 10.55 \text{ KN / ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

III.6.2.1. Calcul des sollicitations :

❖ **ELU**

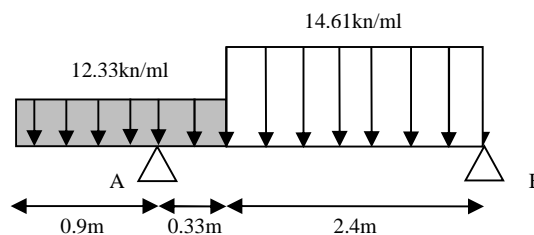


Figure III.23. Schéma statique de l'escalier à L'ELU (type 2)

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = (1.23 \times 12.33) + (2.4 \times 14.61)$$

$$R_A + R_B = 50.22 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(2.4)^2}{2} \times 14.61 + 12.33 \times 0.33 \times \left(\frac{0.33}{2} + 2.4 \right) + 12.33 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.33 + 2.4 \right) \right] / 2.73$$

$$\Rightarrow R_A = 32.16 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[-12.33 \times \frac{(0.9)^2}{2} + 12.33 \times \frac{(0.33)^2}{2} + 14.61 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 0.33 \right) \right] / 2.73$$

$$\Rightarrow R_B = 18.07 \text{ KN}$$

• **Les efforts et moments internes :**

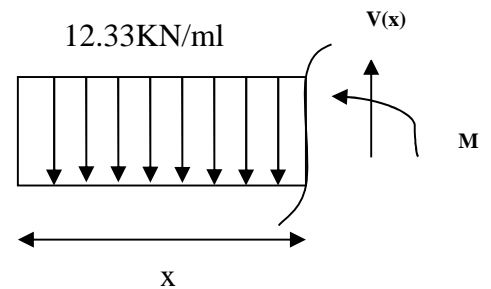
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$**

$$V(x) = 12.33x$$

$$M(x) = -12.33 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 11.10 \text{ KN} \\ M = -4.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$



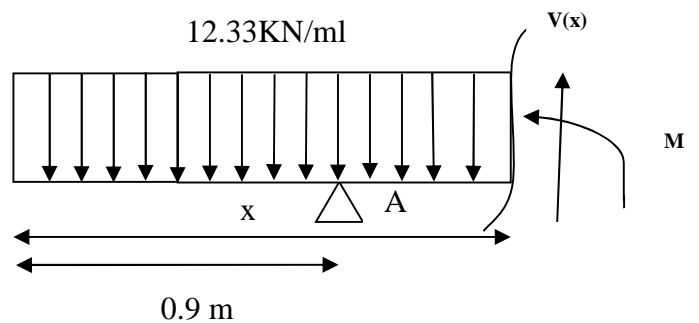
➤ **Tronçon : $0.9 \text{ m} \leq x \leq 1.23 \text{ m}$**

$$V(x) = -32.16 + 12.33x$$

$$M(x) = -6.165x^2 + 32.16x - 28.944$$

$$x = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -21.06 \text{ KN} \\ M = -4.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.23 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -17 \text{ KN} \\ M = 1.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

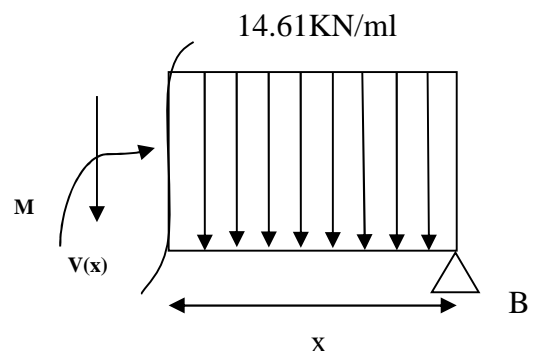


➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$V(x) = 18.07 - 14.61x$$

$$M(x) = 18.07x - 14.61 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 18.07 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$x = 2.4m \Rightarrow \begin{cases} V = -17 KN \\ M = 1.29 KN.m \end{cases}$$

- Calcul du moment M_{Max} :

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

Dans notre cas, il se trouve sur la travée $1.23m \leq x \leq 3.63m$

$$V(x) = 18.07 - 14.61x = 0 \Rightarrow x = 1.236m$$

$$M_{max}(x) = M(1.236) = 18.07 \times 1.236 - 14.61 \times \frac{(1.236)^2}{2} = 11.17 KN.m$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 11.17 = 8.37 KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 11.17 = -5.58 KN.m \\ V_{max} = 32.16 KN \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELU :

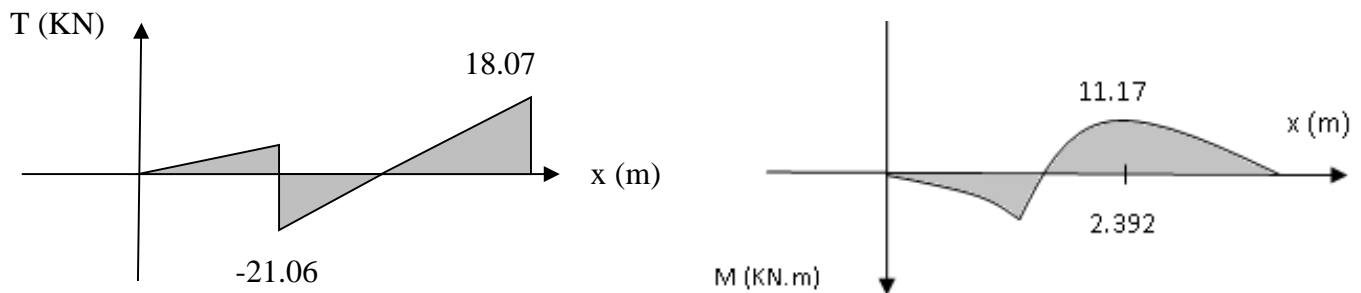


Figure III.24. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

- ❖ ELS :

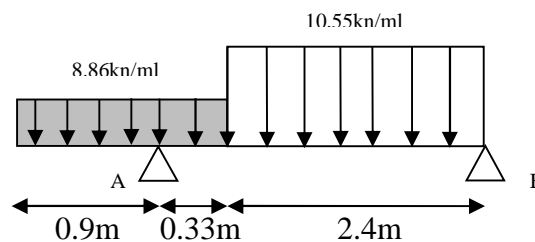


Figure III.25. Schéma statique de l'escalier à l'ELS (type 2)

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = (1.23 \times 8.86) + (2.4 \times 10.55)$$

$$R_A + R_B = 36.21 KN$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(2.4)^2}{2} \times 10.55 + 8.86 \times 0.33 \times \left(\frac{0.33}{2} + 2.4 \right) + 8.86 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.33 + 2.4 \right) \right] / 2.73$$

$$\Rightarrow R_A = 23.17 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[-8.86 \times \frac{(0.9)^2}{2} + 8.86 \times \frac{(0.33)^2}{2} + 10.55 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 0.33 \right) \right] / 2.73$$

$$\Rightarrow R_B = 13.05 \text{ KN}$$

• **Les efforts et moments internes :**

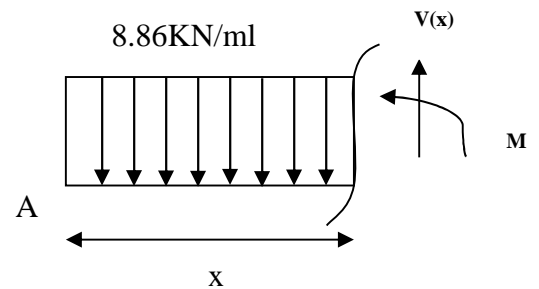
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$**

$$V(x) = 8.86x$$

$$M(x) = -8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 7.97 \text{ KN} \\ M = -3.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$



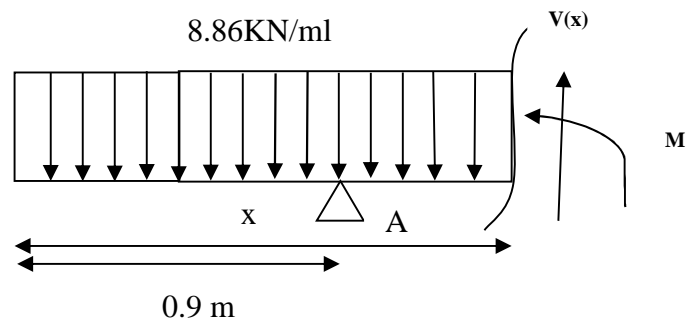
➤ **Tronçon : $0.9 \text{ m} \leq x \leq 1.23 \text{ m}$**

$$V(x) = -23.17 + 8.86x$$

$$M(x) = -4.43x^2 + 23.17x - 20.853$$

$$x = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -15.19 \text{ KN} \\ M = -3.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.23 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -12.27 \text{ KN} \\ M = 0.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

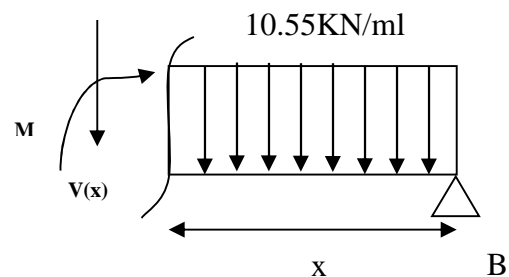


➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$V(x) = 13.05 - 10.55x$$

$$M(x) = 13.05x - 10.55 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 13.05 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$x = 2.4m \Rightarrow \begin{cases} V = -12.27 KN \\ M = 0.93 KN.m \end{cases}$$

- Calcul du moment M_{Max} :

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

Dans notre cas, il se trouve sur la travée $1.23m \leq x \leq 3.63m$

$$V(x) = 13.05 - 10.55x = 0 \Rightarrow x = 1.236m$$

$$M_{max}(x) = M(1.236) = 13.05 \times (1.236) - 10.55 \times \frac{(1.236)^2}{2} = 8.07 KN.m$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 8.07 = 6.05 KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 8.07 = -4.03 KN.m \\ V_{max} = 23.17 KN \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELS :

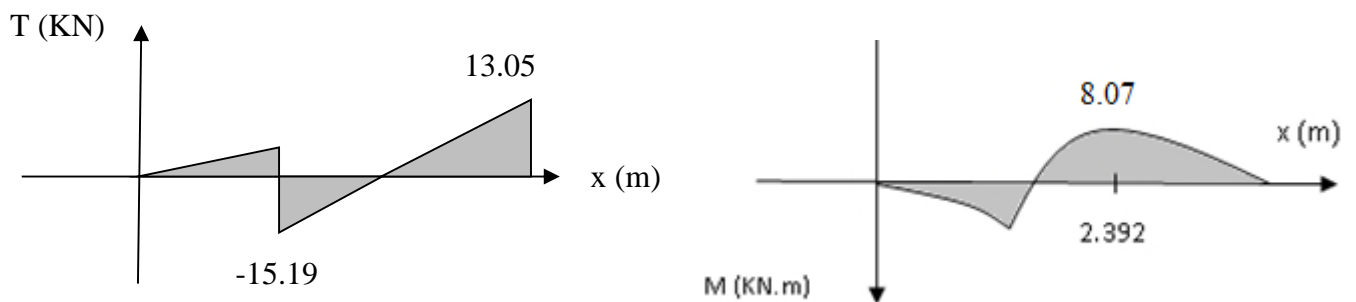
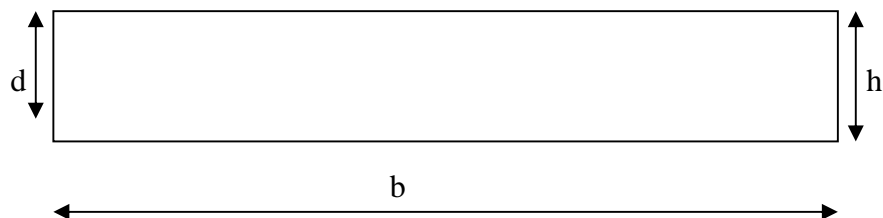


Figure III.26. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.6.2.2. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



❖ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.37}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$A_s = \frac{M_u'}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{0.13(1 - 0.4 \times 0.043) 348} \Rightarrow A_s = 1.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4HA8 \Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3HA6 \Rightarrow A_r = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.58}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.029$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{5.58 \times 10^{-3}}{0.13(1-0.4 \times 0.029)348} \Rightarrow A_s = 0.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.12 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4HA8 \Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3HA6 \Rightarrow A_r = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

➤ **Vérification ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{32.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

- ❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$St = 25cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$St = 33.33cm \leq \min(4e ; 45cm) = 45cm$$

- ❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$St = 25cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$St = 33.33cm \leq \min(4e ; 45cm) = 45cm$$

- **Vérification ELS :**

- **Vérification des contraintes de béton :**

Tableau III.24. Vérification des contraintes de béton

	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Travée	6.05	2.51	3844.81	3.94	15	Vérifiée
Appuis	-4.03	2.51	3844.81	2.63	15	Vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 15cm > \max \left[(0.0375 ; 0.0374) \times 3.63 \right] = 13.6cm$ **Condition vérifiée.**

$A_t^x = 2.01 < 6.5$ **Condition vérifiée.**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

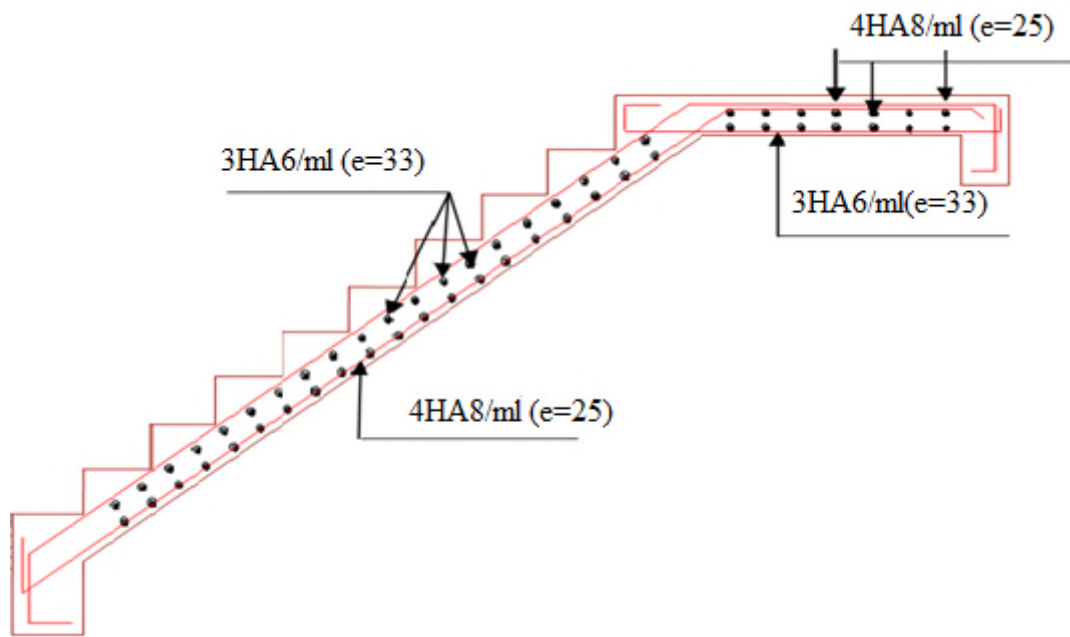


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier Type 2

III.7. Poutre de chaînage :

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.7.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15cm$.
- Largeur minimale $b \geq \frac{2}{3}$ de l'épaisseur du mur.

Condition du RPA : $h \geq 30cm; b \geq 20cm$; On opte : $(b \times h) = (25 \times 30)cm^2$

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

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

$$L_{\max} = 4.7m \quad \frac{470}{15} = 31.33cm \leq h = 30cm \leq \frac{470}{10} = 47cm$$

➤ **Sollicitations :**

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

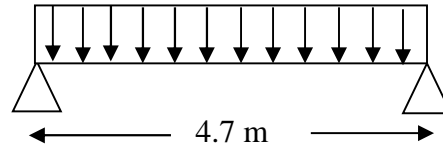


Figure III.28. Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suit :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN / ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 2.76(2.89 - 0.3) = 7.15 \text{ KN / ml}$

$$ELU : \begin{cases} q_u = 1.35 \times (G_{p.c} + G_{mur}) = 12.18 \text{ KN / ml} \\ M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 33.63 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 28.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9.02 \text{ KN / ml} \\ M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 24.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

$$Travée : \begin{cases} M_T^u = 0.85 \times M_u = 28.58 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 \times M_s = 21.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Appuis : \begin{cases} M_a^u = -0.5 \times M_u = -16.81 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \times M_s = -12.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre de chaînage

	M ^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	28.58	0.110	0.146	0.254	3.23	3HA12=3.39	0.81
Appuis	-16.81	0.064	0.082	0.261	1.85	3HA10=2.36	0.81

❖ **A L'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \quad \text{(Art III.3.b)}$$

Soit un cadre ϕ_8 plus un étrier $\phi_8 \Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = 80.4 \text{ cm} ; St \leq \min[0.9d ; 40 \text{ cm}] = 25.2 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) At}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} < 0 \quad k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{flexion simple.} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

Le RPA 2003 exige un espacement $St \leq \min(h ; 25) \text{ cm}$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

❖ **A L'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Tableau III.26. Vérification de la contrainte de compression

	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ̄_b (MPa)	Observation
Travée	21.16	8.64	22516	8.11	15	Vérifiée
Appuis	-12.45	7.44	16976	5.45	15	Vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'acier :**

Tableau III.27. Vérification de la contrainte d'acier

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Observation
Travée	21.16	8.64	22516	258.81	201.63	Non Vérifiée
Appuis	-12.45	7.44	16976	215.17	201.63	Non Vérifiée

On adopte :

$$A_t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.28. Vérification de la contrainte d'acier

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	21.16	9.77	28344.74	192.93	201.63	Vérifiée
Appuis	-12.45	8.64	22515.77	152.28	201.63	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

• **Evaluation de la flèche**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{470} = 0.0638 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{470} = 0.0638 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc, on doit vérifier la flèche.

Tableau III.29. Vérification de la flèche

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
9.77	28344.74	65385	0.48	6.39	6.39	11.91	11.42	9.4

La flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section :

$$A = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.30. Vérification de la flèche

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
11.83	40376	70662	0.45	4.46	4.46	9.27	8.82	9.4

On prend : A = 5HA14 = 7.70 cm²

➤ Schéma de ferrailage :

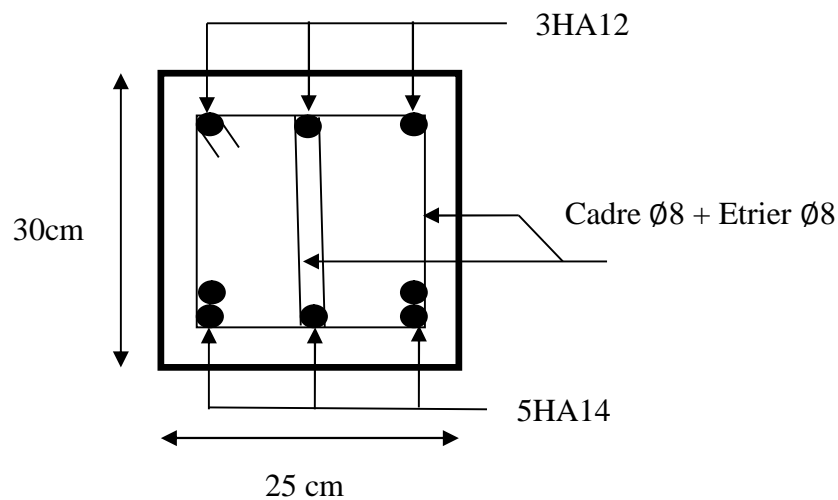


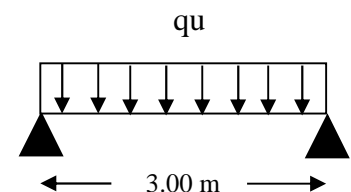
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8. Poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Réactions du palier.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).



III.8.1. Dimensionnement :

Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

Alors, on opte pour :

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

III.8.2. Calcul de la poutre palière :

• Charge revenant à la poutre palière

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN / ml}$

- Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU : 37.69 \text{ KN} \\ ELS : 27.21 \text{ KN} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.625) + 37.69 = 41.23 \text{ KN / ml} \\ q_s = 2.625 + 27.21 = 29.83 \text{ KN / ml} \end{cases}$

• Sollicitations :

➤ ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 46.38 \text{ KN.m} \quad , \quad V_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 61.84 \text{ KN}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 39.42 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_{\max} = -23.19 \text{ KN.m}$

➤ ELS :

$$M_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 33.55 \text{ KN.m} \quad , \quad V_{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = 44.74 \text{ KN}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 28.51 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_{\max} = -16.77 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.31. Ferraillage de la poutre palière

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	39.42	0.084	0.109	0.315	3.59	4HA12=4.52	1.19
Appuis	-23.19	0.049	0.062	0.321	2.07	3HA10=2.36	1.19

➤ **Armature transversal :**

$$A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V \max}{b \times d} = 0.624 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa, FPN}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V \max \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} ; a = 0.9d$$

$$V \max = 61.84 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}$$

La bielle est vérifiée.

❖ **Vérification à L'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

Tableau III.32. Etat limite de compression de béton

	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	28.51	10.16	45856	6.31	15	Vérifiée
Appuis	-16.77	7.72	27224	4.75	15	Vérifiée

➤ **Ferraillage à la torsion :**

On définit l'aire de torsion Ω , par une section creuse à mi-épaisseur (e), tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), e = \frac{b}{6}.$$

Donc : $e = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = 750\text{cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110\text{cm}.$$

Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier à deux volées du type 1, donc : $M_{tor} = 26.03\text{KN.m}$

➤ **Armatures longitudinales et transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.03 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_l = 5.48\text{cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.03 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_t = 0.99\text{cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.47\text{MPa}.$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion).

Section d'armature finale :

- **En travée :**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.59 + \frac{5.48}{2} = 6.33\text{cm}^2 \Rightarrow A^t = 6.33\text{cm}^2$$

Soit : $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$

- **En appuis :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.07 + \frac{5.48}{2} = 4.81cm^2 \Rightarrow A^a = 4.81cm^2$$

Soit : $A^a = 5HA12 = 5.65cm^2$

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) < A = A^t + A^a$$

$$A_{min} = 5.25cm^2 < A = 12.44cm^2$$

➤ **Armature transversal :**

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

$$S_t = 20cm$$

❖ **Vérification :**

➤ **ELU**

- **Effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 3.52MPa > \bar{\tau}_u = 3.34MPa \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On redimensionne la section de la poutre palière.

On augmente notre section à $(b \times h) = (35 \times 40)cm^2$

On calcule les dimensions : $(\Omega ; e)$

$$e = \frac{b}{6} = 5.83cm \Rightarrow \Omega = 996.73cm^2$$

Tableau III.33. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	Appuis	
Moment (KN.m)	40.55	23.85	26.03
Armature longitudinale (cm ²)	3.39	2.36	4.75
Armature transversale (cm ²)	0.7		0.75
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.47		3.26

Tableau III.34. Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{total} (cm ²)		A _{adoptée}	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Travée	Appuis
Armature longitudinale (cm²)	3.39	2.36	4.75	5.6	4.22	6HA12 = 6.79 cm ²	3HA14 = 4.62 cm ²
Armature transversale (cm²)	0.7		0.75	0.7 + 0.75 = 1.45		4Ø8 = 2.01cm ² (2 cadres Ø8) St = 20cm	

❖ **Vérification :**

➤ **ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 3.29MPa < \bar{\tau}_u = 3.34MPa$$

Condition vérifiée

➤ **ELS :**

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

Tableau III.35. Etat limite de compression de béton

	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Travée	29.35	12.24	88979	4.04	15	Vérifiée
Appuis	-17.27	10.44	65912	2.19	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \\ l \leq 8m \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$h = 0.4m > 0.085 \times (3) = 0.255m$

Condition vérifiée.

$l = 3m < 8m$

Condition vérifiée.

$A_t = 6.79cm^2 < 13.96cm^2$

Condition vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage :

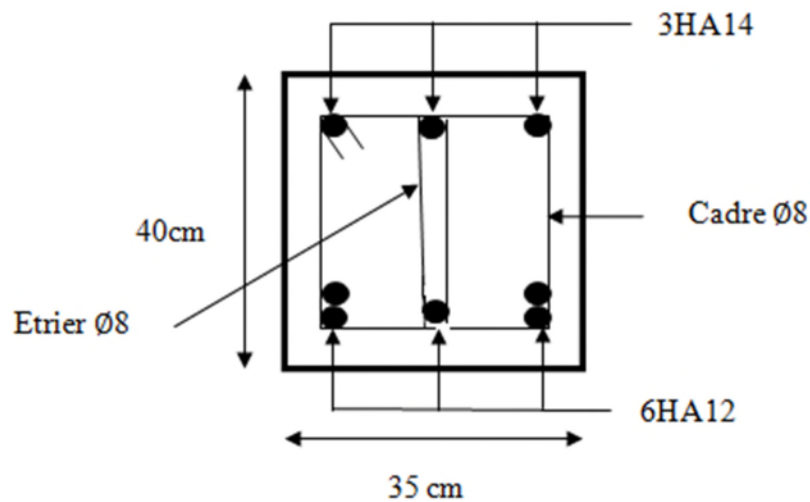


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.9. Conclusion :

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée, nous avons eu plusieurs types de poutrelles, ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend 3 types de dalle pleine, elle ont été étudiée et ferrillée avec les sollicitations les plus défavorables. Puis, nous avons fait l'étude de l'ascenseur.

Notre structure présente deux escaliers, ces derniers sont à deux volées, dans ce chapitre nous avons étudié et ferrillé les deux escaliers.

L'acrotère est calculé à la flexion composée, son ferrillage a été déterminé en respectant les règles.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion, ainsi que la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

Chapitre IV

dynamique

Etude

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumise pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient « A » représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une possibilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2.
- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$
- **R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$.

- **Q : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante : RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{avec :}$$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

Tableau : Valeurs des pénalités Pq :

Critère q	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Qx = Qy = 1.2$$

- **W : poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

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 RPA99).

$\beta = 0.2$, pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 53825.277 \text{ KN.}$$

• **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier, on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99 (Tableau 4.7)**

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S2 est donnée par le **RPA 99/2003. (Tableau 4.7)**

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ Pour un contreventement mixte.

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} = 0.81 > 0.7$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34.68m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$

$$T_c = 0.05 \times (34.68)^{3/4} = 0.71 s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Dimensions du bâtiment mesuré à sa base dans les deux directions.

$$L_x = 18.2m, \quad L_y = 28.2m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.73s \\ T_y = 0.58s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.71s > T_2 = 0.4s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.58s > T_2 = 0.4s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.71} \right)^{2/3} = 1.38 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.58} \right)^{2/3} = 1.58 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.71 = 0.923s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.58 = 0.754s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.2}{5} \times 53825.277 = 2674.03 \text{KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.2}{5} \times 53825.277 = 3061.58 \text{KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres.
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Modélisation :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 15.

IV.5.1. Disposition des voiles

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussé à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4), on doit introduire des voiles.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsions aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

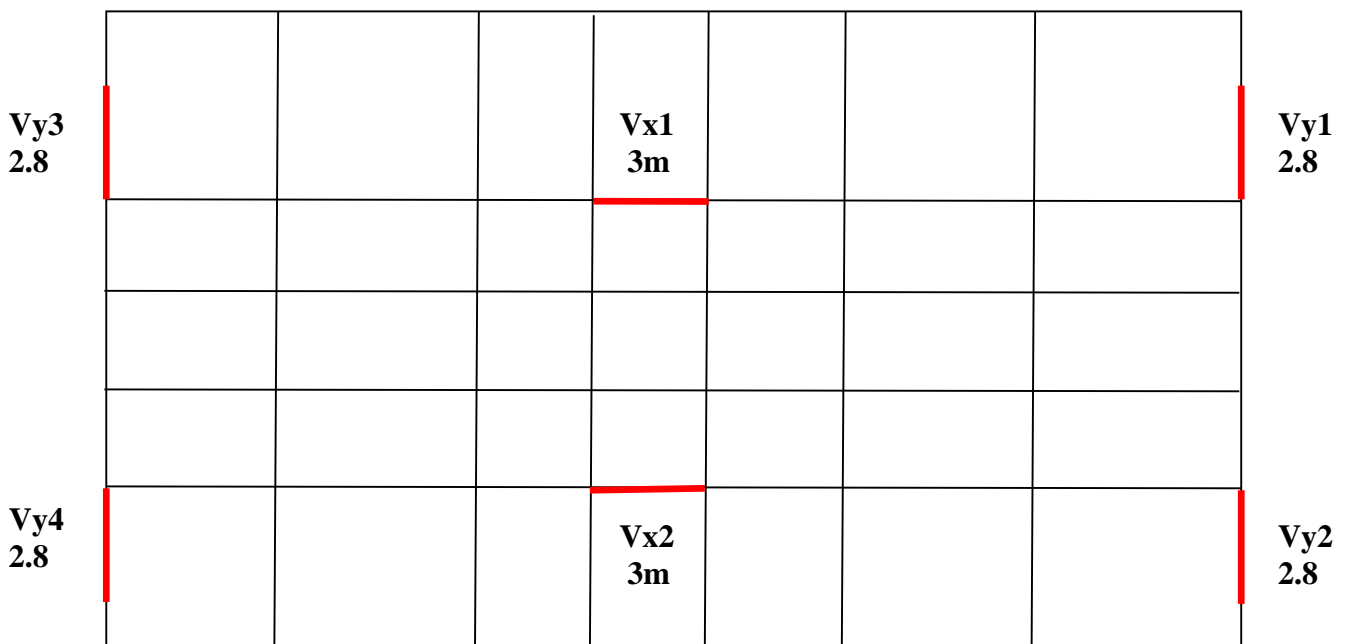


Figure IV.1. Disposition des voiles

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Vérification de la période et la participation de la masse modale

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,746539	0,73925	0,0000382	0,000001407	0,73925	0,0000382	0,000001407
2	0,7194	0,00014	0,74219	4,734E-08	0,73938	0,74223	0,000001454
3	0,586543	0,00799	0,00267	3,148E-11	0,74737	0,7449	0,000001454
4	0,240668	0,13849	0,00166	0,000001402	0,88587	0,74656	0,000002856
5	0,231382	0,00182	0,14083	0,0000401	0,88768	0,88738	0,00004296
6	0,183268	0,00112	0,00023	5,976E-07	0,8888	0,88762	0,00004356
7	0,130747	0,00175	0,03929	0,0000659	0,89055	0,9269	0,00011
8	0,127986	0,05496	0,00118	5,973E-09	0,94551	0,92808	0,00011
9	0,119695	0,00002263	0,000008643	0,00015	0,94553	0,92809	0,00026
10	0,099621	0,00074	0,00028	6,382E-07	0,94627	0,92837	0,00026
11	0,095872	0,00009518	0,0274	0,000002986	0,94636	0,95577	0,00027
12	0,090143	2,391E-08	0,00036	0,44934	0,94637	0,95613	0,44961
13	0,089098	0,00068	0,000006087	0,0005	0,94705	0,95614	0,45011
14	0,084446	0,00005045	0,00055	0,11777	0,9471	0,95669	0,56787
15	0,082788	0,00396	0,000005119	0,04533	0,95106	0,95669	0,6132
16	0,080762	0,00782	0,000009019	0,01488	0,95888	0,9567	0,62808
17	0,08062	0,01238	0,00013	0,00002042	0,97127	0,95683	0,6281
18	0,076711	0,00027	2,627E-07	0,00008669	0,97153	0,95683	0,62819
19	0,075722	0,00001236	0,000001435	0,00026	0,97154	0,95684	0,62845
20	0,074118	0,00101	0,000002446	0,00008161	0,97255	0,95684	0,62853

IV.6.2. Comportement de la structure

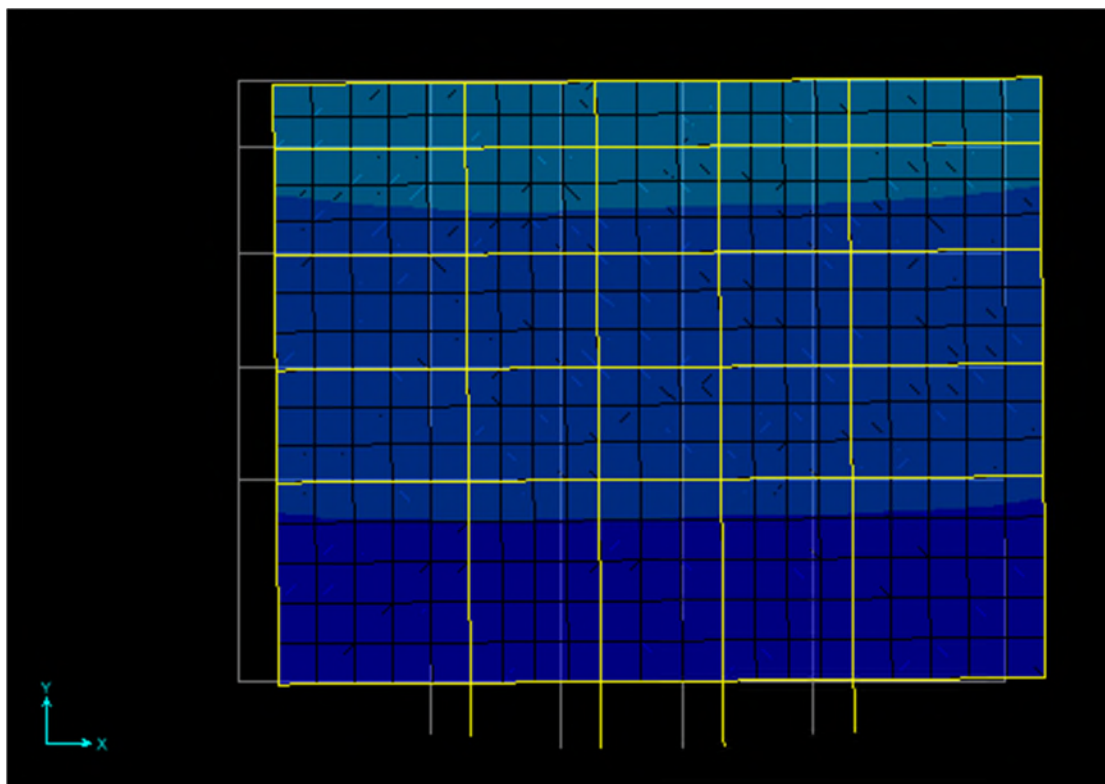


Figure IV.2. (Mode 1) translation suivant l'axe x-x

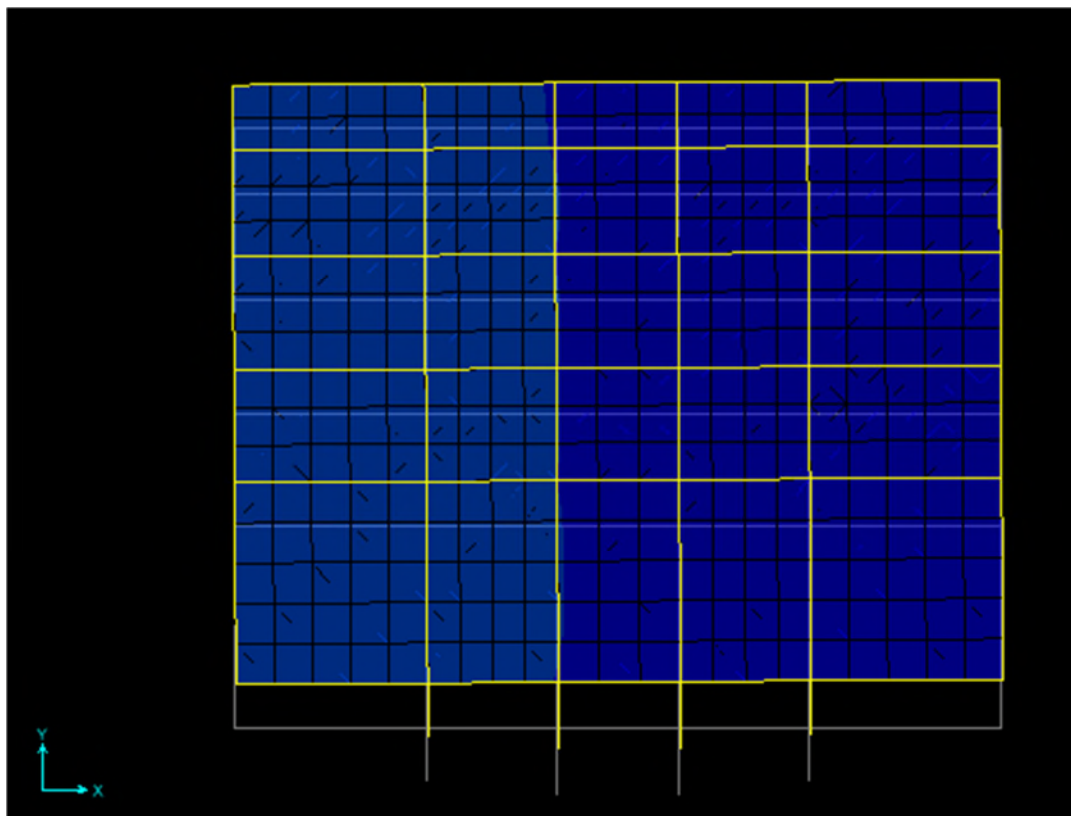


Figure IV.3. (Mode 2) translation suivant l'axe y-y

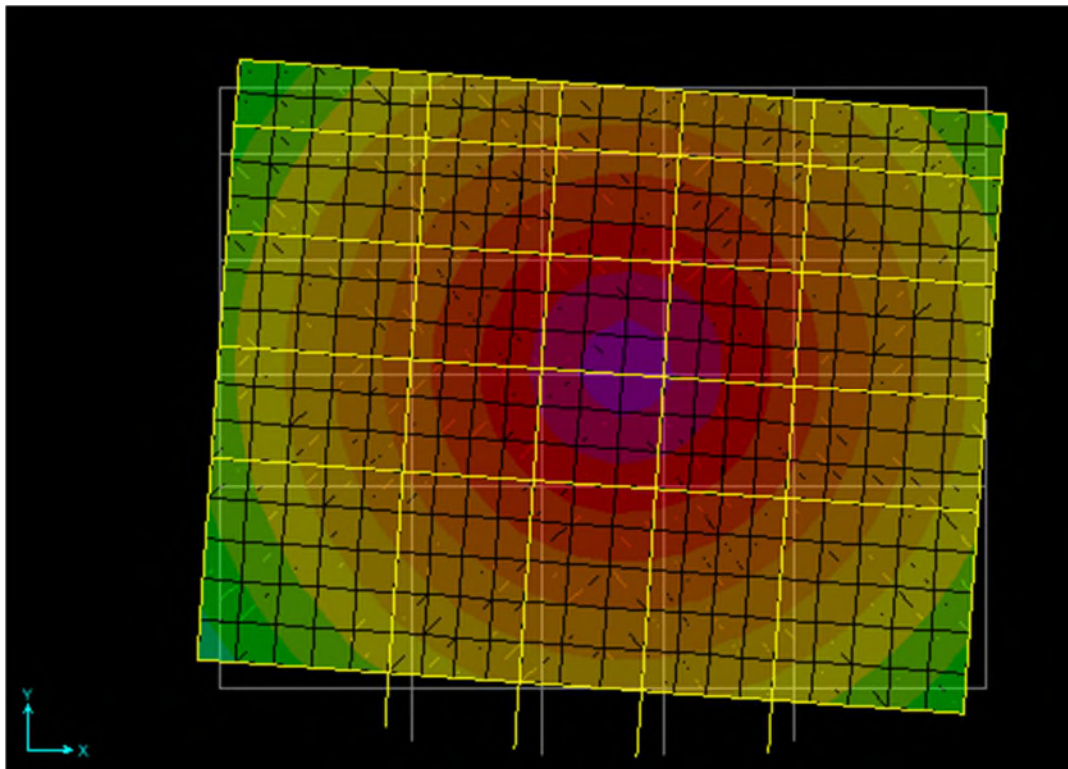


Figure IV.4. (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z

❖ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

▪ Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003, exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

✓ Sous charges verticales

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$
- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.2. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	55279,985	4827,418	91,96	8,031
1	45551,873	7308,682	86,17	13,82
2	39391,711	6675,714	85,50	14,49
3	32985,515	6317,072	83,92	16,07
4	27531,607	5507,79	83,32	16,67
5	21964,597	4670,844	82,46	17,53
6	16684,975	3672,069	81,96	18,03
7	11459,754	2651,479	81,21	18,78
8	6787,126	1539,793	81,50	18,49
9	2561,747	570,382	81,78	18,21

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous les charges verticales est vérifiée pour tous les niveaux.

✓ **Sous charges horizontales**

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3. Interaction sous charges horizontales

Niveaux	SENS (X-X)				SENS (Y-Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
RDC	1325,447	1109,573	54,43	45,56	1237,362	1349,15	47,83	52,16
1	1239,473	969,687	56,10	43,89	1395,381	960,34	59,23	40,76
2	1449,356	558,452	72,18	27,81	1502,089	703,652	68,09	31,90
3	1193,614	605,319	66,35	33,64	1190,913	813,15	59,42	40,57
4	1228,155	391,94	75,80	24,19	1229,489	583,174	67,82	32,17
5	1123,817	414,881	73,03	26,96	1007,628	625,652	61,69	38,30
6	1004,934	188,125	84,23	15,76	915,849	392,248	70,01	29,98
7	726,474	183,427	79,84	20,15	749,781	275,868	73,10	26,89
8	645,214	157,069	80,42	19,57	678,885	135,374	83,37	16,62
9	417,546	167,717	71,34	28,65	318,732	26,359	92,36	7,63

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	$0,8 \times V_{sta}$	remarque
Sens x-x	2524,197	2674,03	2139,22	Vérifiée
Sens y-y	2584,393	3061,58	2449,26	Vérifiée

IV.6.4. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : **(Article 7.1.3.3) RPA99V2003**.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort réduit

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	V	Remarque
RDC	(55 × 55)	2043,775	0,270	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	(55 × 50)	1785,157	0,259	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	(45 × 45)	1324,532	0,261	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	(45 × 40)	908,4	0,201	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	(40 × 40)	516,181	0,129	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.

IV.6.5. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4-19)}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003**).

Les résultats vérification des déplacements relatifs (Sens x-x), sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements relatifs (Sens x-x)

Niveaux	Sens X – X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
RDC	0,001	0,005	0	0,005	4,08	0,00122549	Vérifiée
1	0,0021	0,0105	0,005	0,0055	3,06	0,00179739	Vérifiée
2	0,0034	0,017	0,0105	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
3	0,0048	0,024	0,017	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée
4	0,0063	0,0315	0,024	0,0075	3,06	0,00245098	Vérifiée
5	0,0076	0,038	0,0315	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
6	0,0088	0,044	0,038	0,006	3,06	0,00196078	Vérifiée
7	0,0099	0,0495	0,044	0,0055	3,06	0,00179739	Vérifiée
8	0,0109	0,0545	0,0495	0,005	3,06	0,00163399	Vérifiée
9	0,0117	0,0585	0,0545	0,004	3,06	0,00130719	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs (Sens y-y)

Niveaux	Sens Y -Y						Observation
	Δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
RDC	0,001	0,005	0	0,005	4,08	0,00122549	Vérifiée
1	0,0021	0,0105	0,005	0,0055	3,06	0,00179739	Vérifiée
2	0,0034	0,017	0,0105	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
3	0,0048	0,024	0,017	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée
4	0,0062	0,031	0,024	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée
5	0,0076	0,038	0,031	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée
6	0,0089	0,0445	0,038	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
7	0,01	0,05	0,0445	0,0055	3,06	0,00179739	Vérifiée
8	0,011	0,055	0,05	0,005	3,06	0,00163399	Vérifiée
9	0,0117	0,0585	0,055	0,0035	3,06	0,00114379	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9)

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. **Formule (5.6).**

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par

le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_K > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.8. Vérification des effets P- Δ (Sens x-x)

Niveau	Sens X - X					Observation
	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	
RDC	0,005	6102,16	2435,02	4,08	0,00307108	Vérifiée
1	0,0055	6047,335	2209,16	3,06	0,00492015	Vérifiée
2	0,0065	5578,17	2007,808	3,06	0,00590149	Vérifiée
3	0,007	5690,701	1798,933	3,06	0,00723648	Vérifiée
4	0,0075	5571,917	1620,095	3,06	0,00842954	Vérifiée
5	0,0065	5540,239	1538,698	3,06	0,00764834	Vérifiée
6	0,006	5143,841	1193,059	3,06	0,00845387	Vérifiée
7	0,0055	4639,383	909,901	3,06	0,00916447	Vérifiée
8	0,005	2911,041	802,283	3,06	0,00592883	Vérifiée
9	0,004	0	585,263	3,06	0	Vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ (Sens y-y)

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	
RDC	0,005	6102,16	2586,512	4,08	0,00289121	Vérifiée
1	0,0055	6047,335	2355,721	3,06	0,00461404	Vérifiée
2	0,0065	5578,17	2205,741	3,06	0,00537192	Vérifiée
3	0,007	5690,701	2004,063	3,06	0,00649578	Vérifiée
4	0,007	5571,917	1812,663	3,06	0,00703176	Vérifiée
5	0,007	5540,239	1633,28	3,06	0,00775969	Vérifiée
6	0,0065	5143,841	1308,097	3,06	0,00835294	Vérifiée
7	0,0055	4639,383	1025,649	3,06	0,00813023	Vérifiée
8	0,005	2911,041	814,259	3,06	0,00584163	Vérifiée
9	0,0035	0	345,091	3,06	0	Vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique, à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques et l'effort normal réduit découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le **RPA99/2003**.

Chapitre V

Etude des
éléments structuraux.

V.1. Etude des poutres :

V.1.1.Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q+E$

4) $G+Q-E$

5) $0.8G+E$

6) $0.8G-E$

V.1.1.1. Ferrailage :

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

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 II_a.

avec : $\phi_{\max} \Rightarrow$ le diamètre maximale utilisé.

- 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_1)$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.3. Calcul du ferrailage :

V.1.3.1. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

➤ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

V.1.3.2. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre secondaire (30×40) de RDC et 1^{er} niveaux

$$\text{Avec : les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 112.11 \text{ KN.m} \dots (ELU) \\ M_a = -86.27 \text{ KN.m} \dots (G + Q + E_x) \end{cases}$$

➤ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{112.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.37)^2 \times 14.2} = 0.192$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.269$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.330$$

$$A_s \geq \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{112.11 \times 10^{-3}}{0.330 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 9.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{86.27 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.37)^2 \times 14.2} = 0.147$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.201$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.340$$

$$A_s \geq \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{86,27 \times 10^{-3}}{0.340 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 7.28 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	S (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{br} de barres
Sous -sol, RDC et 1^{er} étage	Poutre principale	30 × 45	Appuis	-85.021	126.96	6.189	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	85.144		6.199		6.88	3T14+2T12
	Poutre principale	30 × 40	Appuis	-44.41	120.62	3.59	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	56.17		4.59		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	-86.27	153.24	7.28	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	112.11		9.75		10.65	3T16+ 3T14
2^{ème} au 9^{ème} étage	Poutre principale	30 × 45	Appuis	-87.68	198	6.39	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	89.67		6.55		6.88	3T14+2T12
	Poutre principale	30 × 40	Appuis	-64.99	102.33	5.36	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	47.90		3.88		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	-75.98	112.39	6.34	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	84.05		7.08		6.88	3T14+2T12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30 × 45	Appuis	-53.54	98.40	3.8	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	38.22		2.71		6.88	3T14+2T12
	Poutre principale	30 × 40	Appuis	-36.29	65.54	2.85	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	16.89		1.33		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	-47.76	55.49	3.87	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	38.44		3.090		6.88	3T14+2T12

V.1.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.1.3.4. Les armatures transversales :

- **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 4\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc, on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

➤ $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec :

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

➤ Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

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

▪ Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.4. Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Contrainte tangentielle maximale :

• Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales (30*45)	198	1.571	3,33	Vérifiée
Principales (30*40)	120.628	1.086	3,33	Vérifiée
Secondaires (30*40)	153.249	1.38	3,33	Vérifiée

Donc, pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales (30*45)	6.88	198	-87.68	5.69	-0.97	Vérifiée
Principales (30*40)	6.88	120.628	-64.99	3.46	-2.14	Vérifiée
Secondaires (30*40)	6.88	153.249	-86.27	3.83	-3.04	Vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS :

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

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.I)**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales (30*45)	Appuis	84.85	118767.61	11.78	8.41	15	vérifiée
	Travées	38.87	119145.44	12.54	4.09	15	vérifiée
Poutres principales (30*40)	Appuis	80.55	116665.33	10.01	7.22	15	vérifiée
	Travées	35.63	112154.11	10.66	4.01	15	vérifiée
Poutres secondaires (30*40)	Appuis	74.16	129452.98	12.3	5.91	15	vérifiée
	Travées	42.71	108767.61	10.78	3.20	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, la vérification de la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30*45)	45	30	510	6,88	0.088	0.075	0.0054	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PP (30*40)	40	30	510	6.88	0,0784	0,031	0,0062	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS (30*40)	40	30	470	10.65	0.085	0.049	0.0095	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Figure V.1. Schéma de ferrailage des Poutres

- ❖ Poutre principale (30*45) pour tous les niveaux (du sous sol au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible)

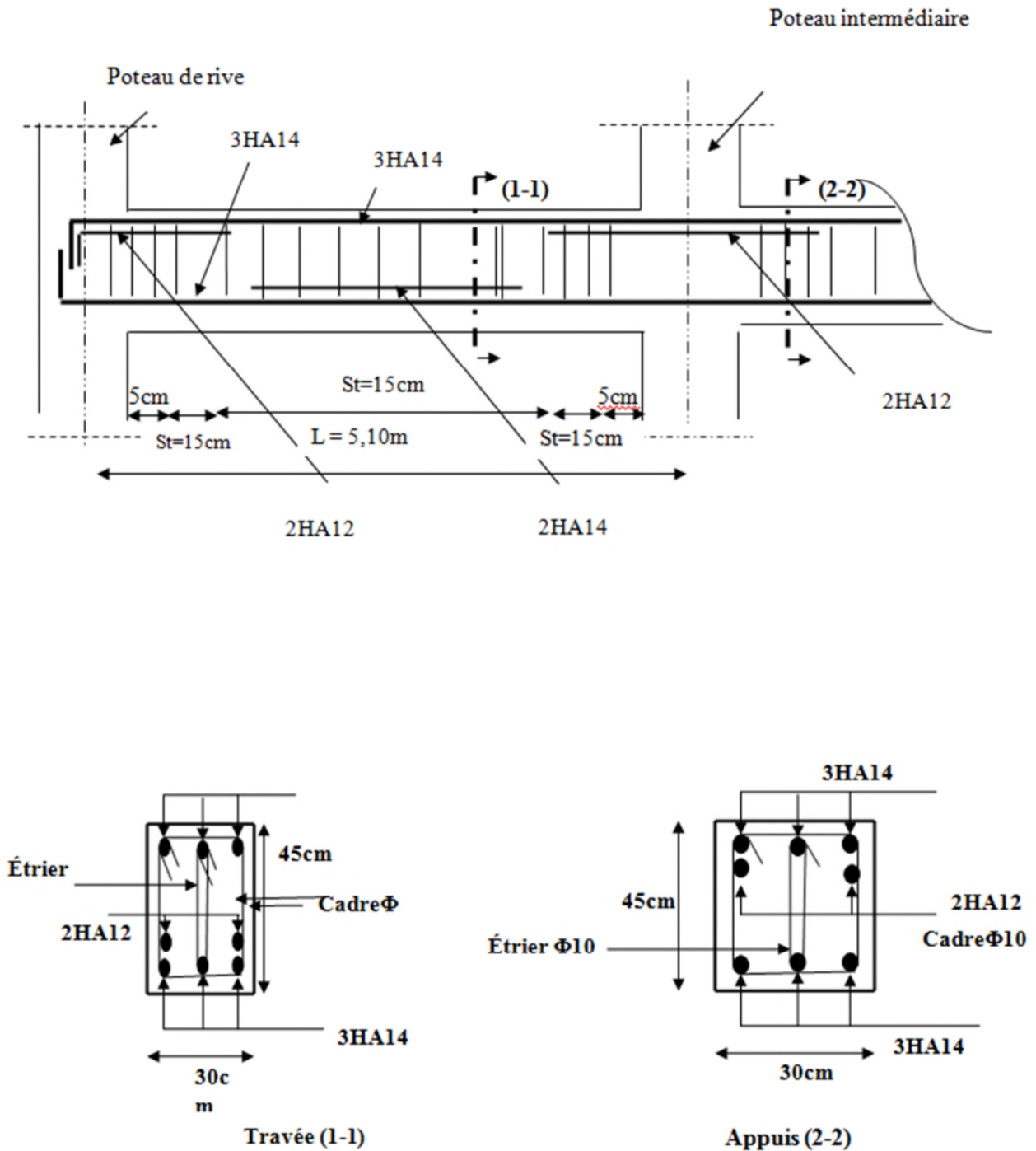


Figure V.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) pour tous les niveaux (du sous sol au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible)

- ❖ Poutre principale (30*40) pour tous les niveaux (du sous sol au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible):

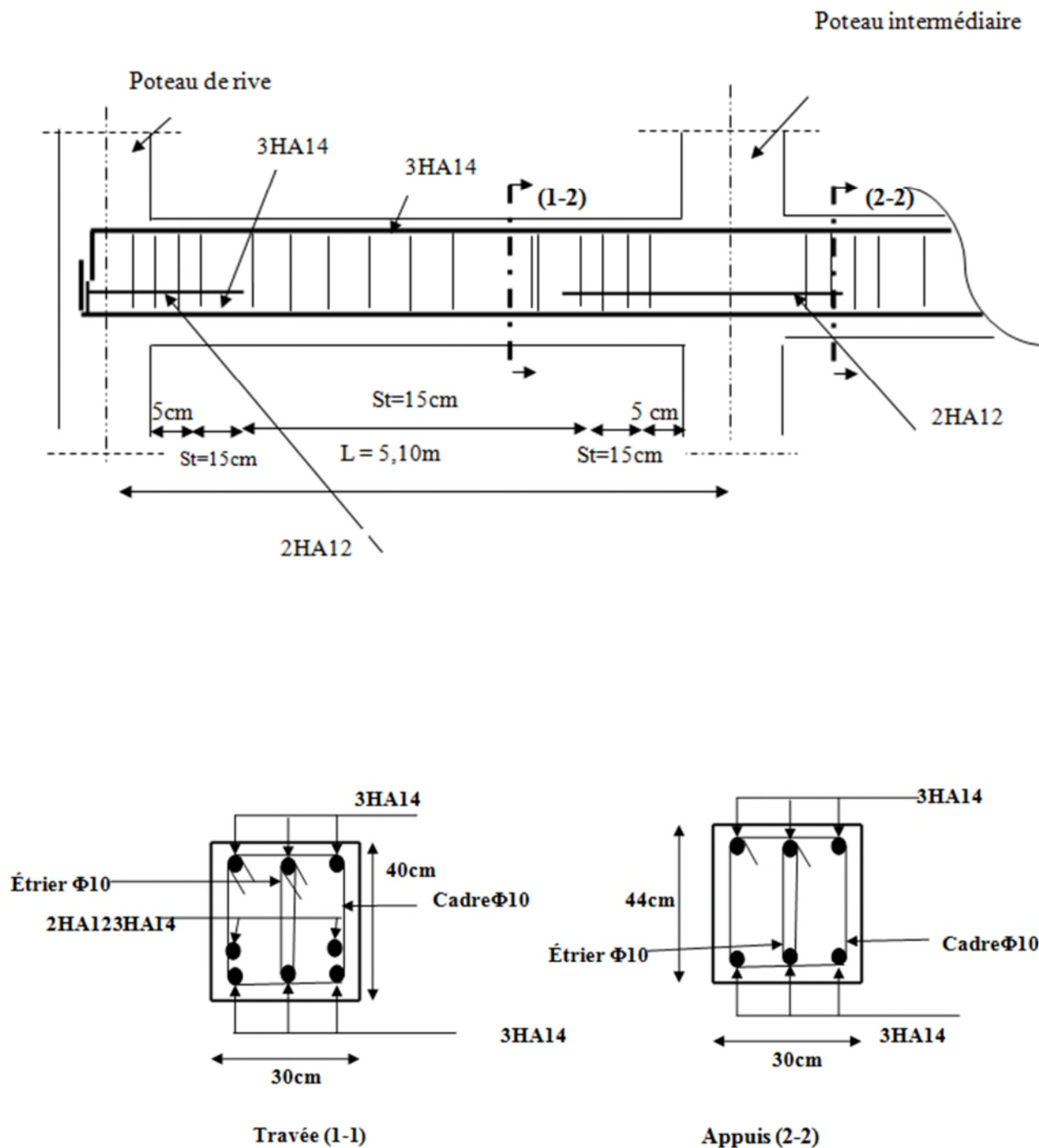


Figure V.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*40) pour tous les niveaux (du sous sol au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible)

❖ Poutre secondaire (30*40) du sol sol + RDC et 1^{er} étage :

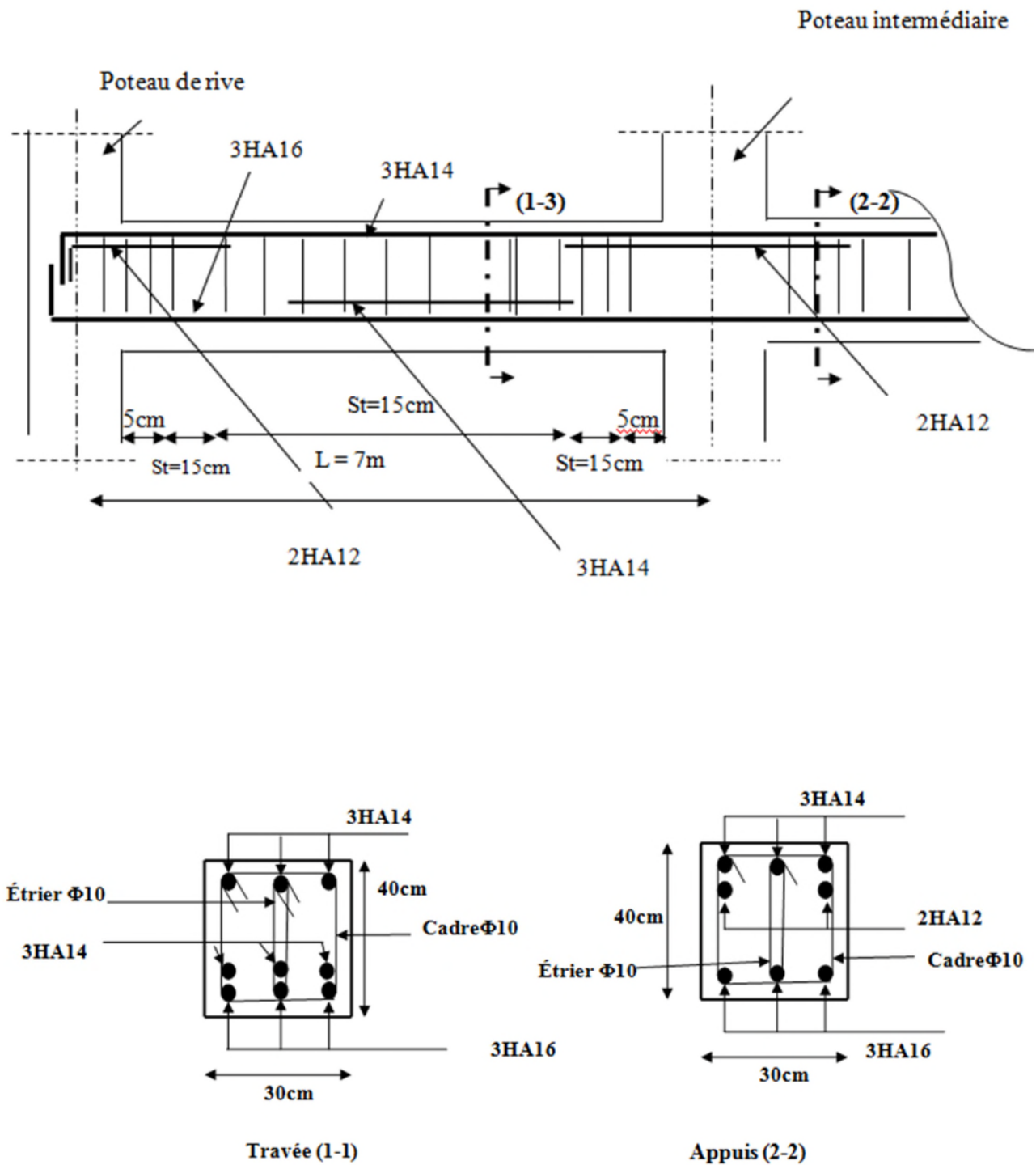


Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*40) du sous sol RDC et 1^{er} étage

❖ Poutre principale (30*45) du 2^{ème} au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible :

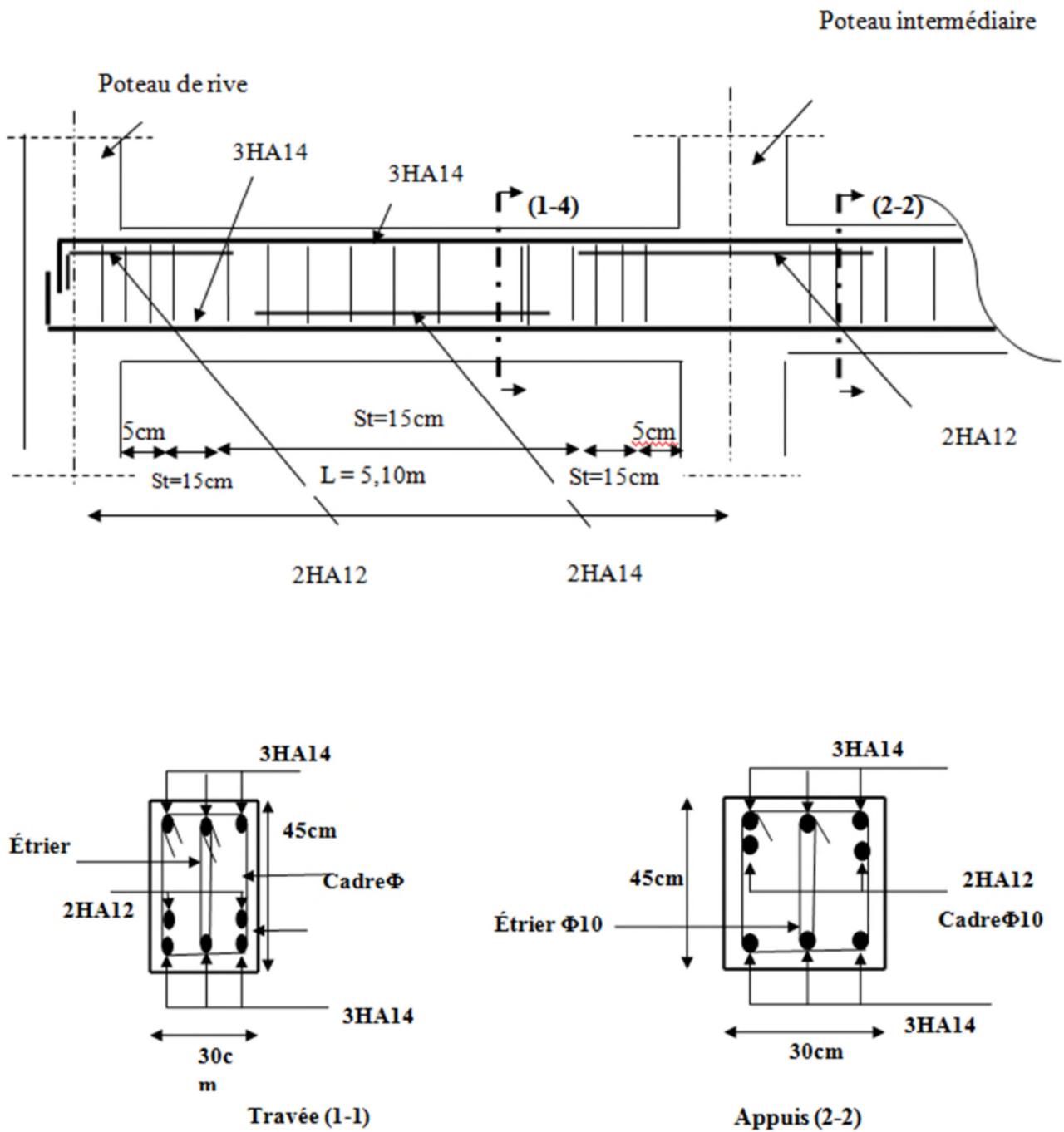


Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) du 2^{ème} au 9^{ème} étage + terrasse inaccessible.

❖ Poutre principale (30*40) du 2^{ème} au 9^{ème} étage :

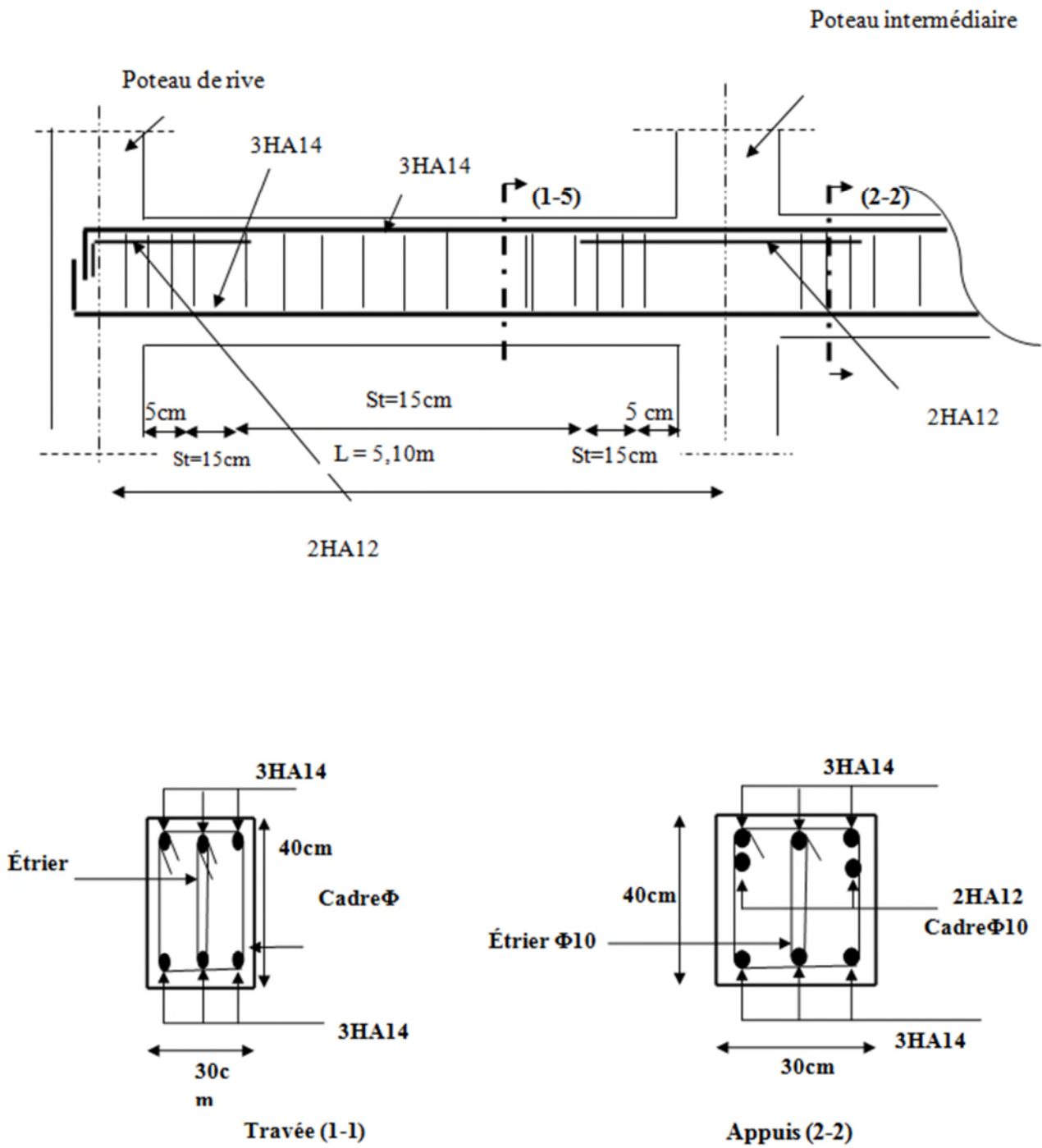


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) du 2^{ème} au 9^{ème} étage

❖ Poutre secondaire (30*40) du 2^{ème} au 9^{ème} étage :

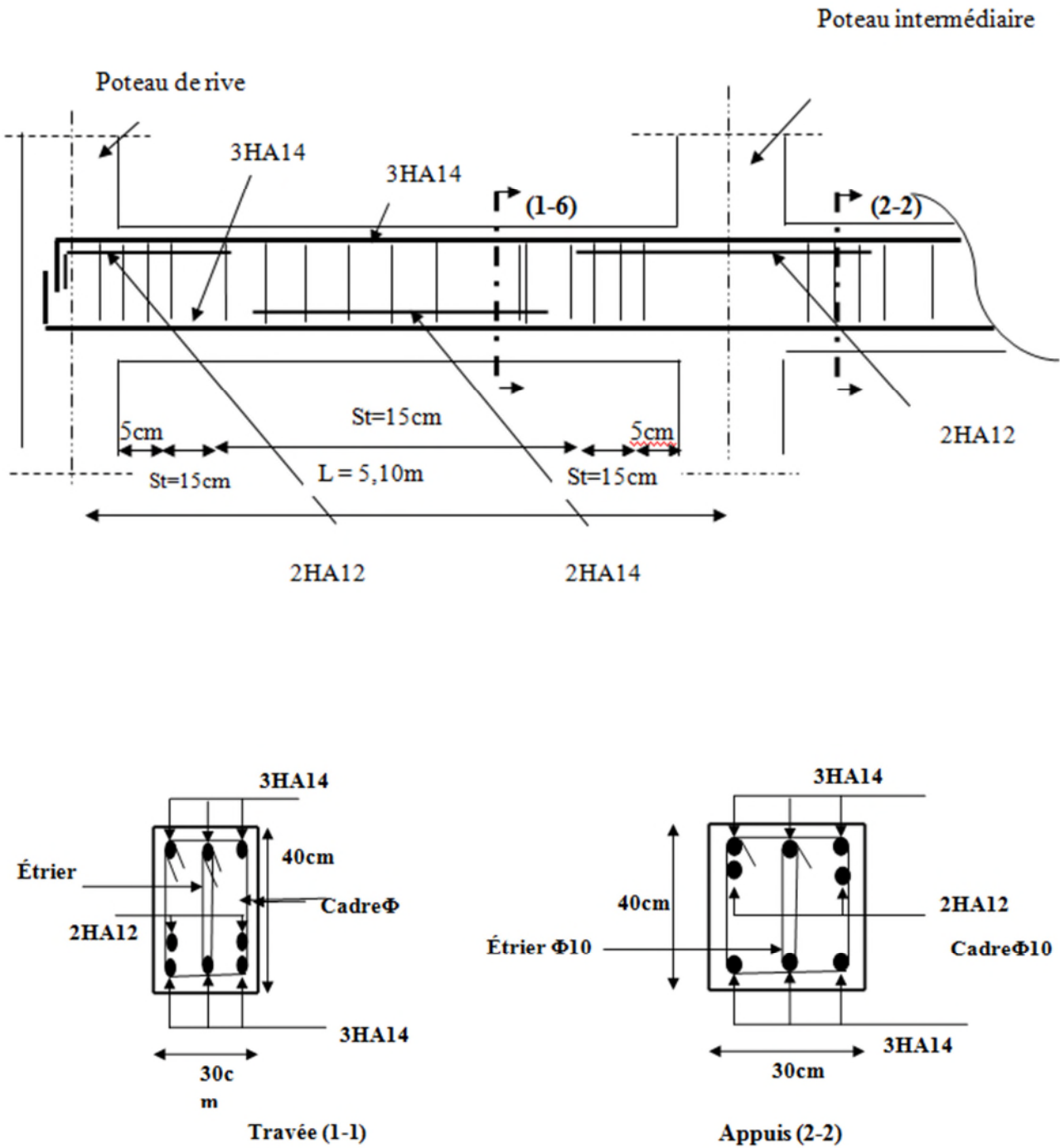


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*45) du 2^{ème} au 9^{ème} étage

❖ Poutre principale (30*45) et (30*40) et poutre secondaire (30*40) de la terrasse inaccessible :

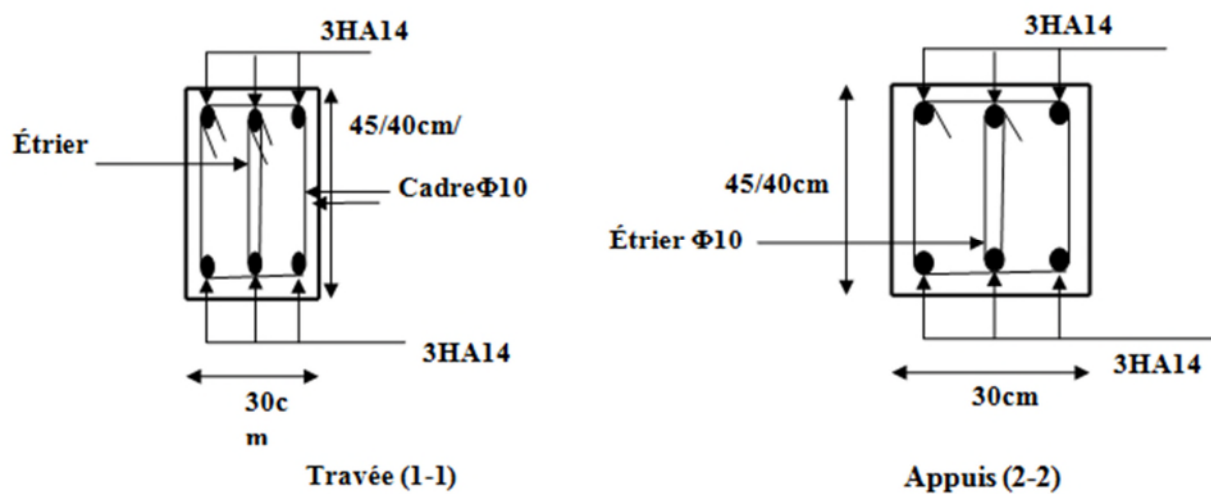
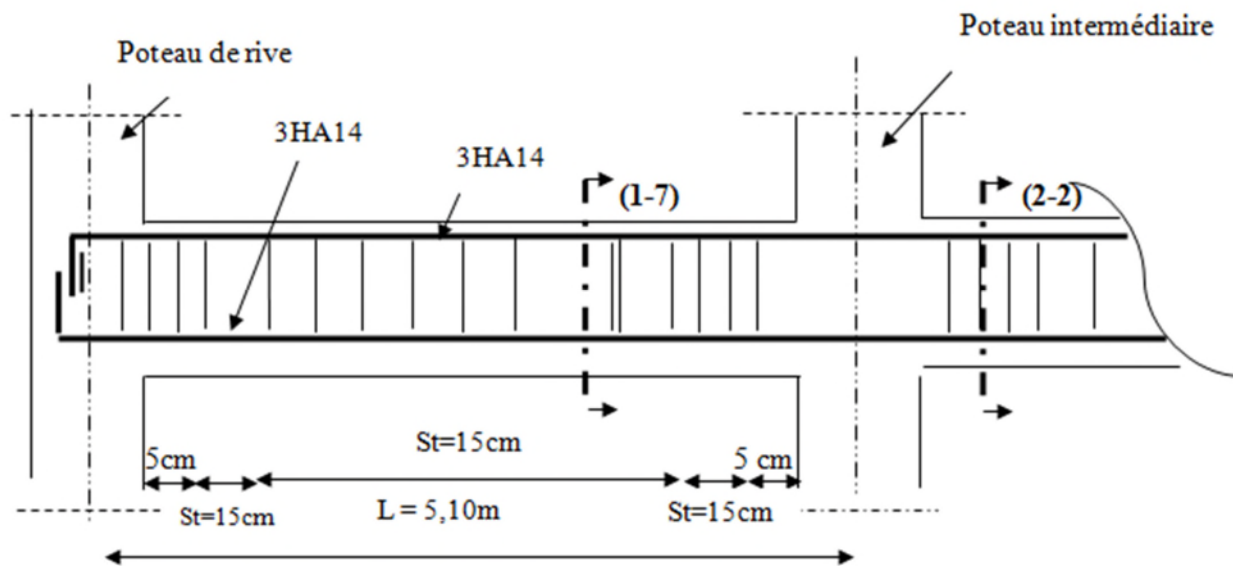


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30*45) et (30*40) et poutre secondaire (30*40) de la Terrasse inaccessible

❖ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du *RPA 99/03* (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

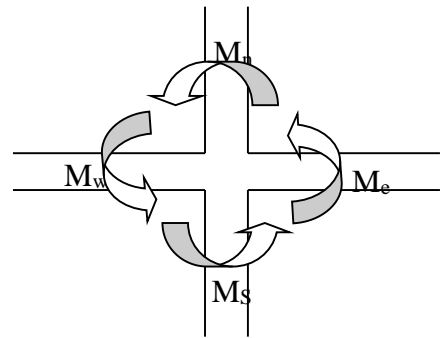


Figure V.9. Zone nodale

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec : $Z=0,9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton) ; $F_{st}=f_e/\gamma_s=348\text{MPa}$.

Tableau V.6. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	plans	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
sous sol +RDC	55× 55	XX	49.5	37,70	649.42
		YY	49.5		649.42
1 ^{er} + 2 ^{eme} étage	55 × 50	XX	49.5	28,65	493.52
		YY	45		448.65
3+ 4 ^{eme} étage	45 × 45	XX	40,5	20,61	290.47
		YY	40.5		290.47
5 +6 ^{eme} étage	45× 40	XX	40,5	16,08	226.63
		YY	36		201.45
7+8+ 9 ^{eme} étage	40 × 40	XX	36	10,68	133.79
		YY	36		133.79
RDC+1 ^{er} étage	D 45	XX	40,5	15.39	216.90
		YY	40.5		216.90

✓ Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

Niveau	Type	Section (cm)	plans	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KN.m})$
Sous –sol, RDC et 1 ^{er} étage	PP	30×45	XX	40.5	6.88	96.96
			YY	27		64.64
	PP	30×40	XX	36	6.88	86.19
			YY	27		64.64
	PS	30×40	XX	36	10.65	133.42
			YY	27		100.06
2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	PP	30×45	XX	40.5	6.88	96.96
			YY	27		64.64
	PP	30×40	XX	36	6.88	86.19
			YY	27		64.64
	PS	30×40	XX	36	6.88	86.19
			YY	27		86.19

Tableau V.8. Vérification de la zone nodale :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
sous sol +RDC	649.42	649.42	1298.84	64.64	64.64	161.6	vérifiée
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	290.47	290.47	580.94	86.19	86.19	107.73	vérifiée
3+ 4 ^{ème} étage	133.79	133.79	267.58	100.06	100.06	250.15	vérifiée
5 +6 ^{ème} étage	649.42	649.42	1298.84	64.64	64.64	161.6	vérifiée
7+8+ 9 ^{ème} étage	290.47	290.47	913.32	86.19	86.19	107.73	vérifiée
RDC+1 ^e r étage	133.79	133.79	267.58	100.06	100.06	250.15	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteau.

V.2. Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2.1. Etude des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes : (RPA99/2003).

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $0.8G+E$
- ✓ $0.8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.2.2.1. Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

A_{\min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),

A_{\max} = 4% de la section de béton (en zone courante),

A_{\max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),

Φ_{\min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage

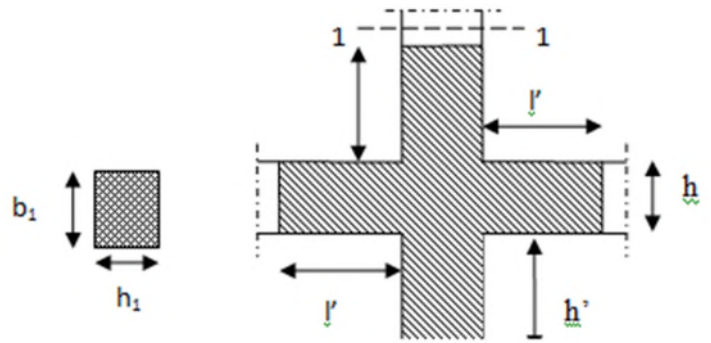


Figure V.10. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	Section du poteau	A^{\min} RPA (cm ²)	A^{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
sous sol + RDC	55 × 55	24.2	121	181.5
1+ 2 ^{er} étage	55 × 50	22	110	165
3+4 ^{eme} étage	45 × 45	16.2	81	121.5
5+6 ^{eme} étage	45 × 40	14.4	72	108
7+8+9 ^{eme} étage	40 × 40	12.8	64	96

V.2.2.2. Les armatures transversales : (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales tels que :

$$t \leq \min (10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

(ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

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 $10\phi_{\text{minimum}}$.

V.2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000 Version 2015, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Tableau V.10. Sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
55× 55	2241.99	10.12	255.36	28.51	-69.18	1353.6
55 × 50	1803.12	-64.36	52.95	3.92	107.74	829.48
45 × 45	1492.24	14.70	61.61	5.48	89.06	785.36
45× 40	1020.30	6.51	46.97	9.84	88.78	4.70
40 × 40	562.735	8.05	48.79	7.2	-17.12	112.73
D 45	414.66	-1.15	42.73	3.33	74.17	85.84

V.2.4.Calcul du ferrailage

V.2.4.1. Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

• Exemple de calcul :

Soit les poteaux du 7, 8 et 9^{ème} étage:

$b = 40cm; h = 40cm$; $d = 35cm, d' = 5 cm$; $f_{c28} = 25 Mpa$

acier Fe E400 ; $f_{bu} = 14.2Mpa$

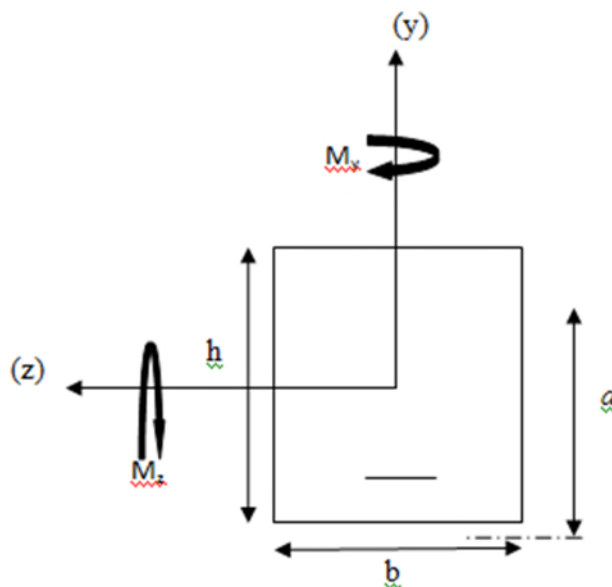


Figure V.11. Section du poteau à étudier

$$\diamond N^{max} = -562.735 \text{KN} \Rightarrow M^{cor} = 8.05 \text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.0143 \text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 92.46 \text{KN.m}$$

$$A = 214.24 \text{KN.m}$$

$$B = 76.36 \text{KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{92.46 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35^2 \times 0.40} = 0.1328 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.1789 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.385 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{92.46 \times 10^{-3}}{0.385 \times 348} = 8.176 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 8.176 \times 10^{-4} - \frac{562.735 \times 10^{-3}}{400} = -5.89 \text{cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{cm}^2$$

$$\diamond M^{max} = -17.12 \Rightarrow N^{cor} = -112.732 \text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.151 \text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 0.214$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua} = -0.210$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 34.0298 \text{KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{34.029 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35^2 \times 0.40} = 0.0489 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0627 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,341 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{34,0298 \times 10^{-3}}{0,341 \times 348} = 2,86 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 2,86 \times 10^{-4} - \frac{112,732 \times 10^{-3}}{400} = 0,04748 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,04748 \text{cm}^2$$

$$\diamond N^{\min} = 48,79 \text{KN} \Rightarrow M^{\text{cor}} = 7,2 \text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,147 \text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 0,2142$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua} = 0,1185$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 14,51 \text{KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{14,51 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,35^2 \times 0,40} = 0,208 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,263$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,313 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{14,51 \times 10^{-3}}{0,313 \times 348} = 1,33 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 1,33 \times 10^{-4} - \frac{48,79 \times 10^{-3}}{400} = 0,11 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,11 \text{cm}^2$$

Tableau V.11. Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	N(KN.m)	M(KN)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
sous sol +RDC	55 × 55	255.36	28.51	7.71	24.2	37,70	12HA20
1 ^{er} + 2 ^{eme} étage	50 × 55	52.95	3.92	1.61	22	28,65	8HA16+4HA20
3+ 4 ^{eme} étage	45 × 45	61.61	5.48	0	16.2	20,61	4HA16+4HA20
5+6 ^{eme} étage	40× 45	46.97	9.84	1.18	14.4	16,08	8HA16
7+8+ 9 ^{eme} étage	40 × 40	48.79	7.2	1.11	9.08	10,68	4HA14+4HA12
RDC+1 ^{er} étage	D45	74.17	-85.84	8.07	12.71	15.39	10HA14

V.2.4.2. Ferrailage transversal :

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul du poteau (45×45) cm² :

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0,7 \times 2,44}{0,45} \right) = 3,79 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 146,54 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,45 \times 400} = 4,57 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi_{\max} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ Espacement :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale :

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,79 < 5$$

Après interpolation, on aura :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,6\%(t \times b) = 0,6\%(10 \times 45) = 2.7\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,6\%(t \times b) = 0,6\%(15 \times 45) = 4.05 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8HA10=6.28cm²**

➤ **Résultats de ferrailage des armatures transversales**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Les armatures transversales dans les poteaux

Niveau	sous sol +RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3+ 4 ^{eme} étage	5 +6 ^{eme} étage	7+8+ 9 ^{eme} étage	RDC+1 ^{er} étage
Section (cm ²)	55 × 55	55 × 50	45 × 45	45× 40	40 × 40	D45
ϕ_t^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1,2	1.4
l_f (cm)	1,708	1,708	1,708	1,708	1,708	1,708
λg	3,10	3.41	3.79	4.27	4.27	3.79
V_u (KN)	150.045	167.46	146.54	121.107	100.66	80.56
l_r (cm)	64	64	56	65	56	56
t zone nodal (cm)	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	3.84	4.28	4.57	2,63	1,29	4.57
A_t^{\min} (cm ²)	6.2	5,23	4.05	2.89	2.4	4.05
A_t adopté (cm ²)	6,28	6,28	4,71	3,14	2,01	4,71
Barre	8HA10	8HA10	6HA10	4HA10	4HA8	6HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5. Vérifications

V.2.5.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91 (art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots \text{(Article B.8.4.1).}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tableau V.13. Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Observ
sous sol +RDC	55×55	3.63	2.54	16	0,827	37,70	2809	255.36	4612,982	vérifiée
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	55×50	2.44	1.7	10.75	0,827	28.65	2544	52.95	4612,982	vérifiée
3 + 4 ^{ème} étage	45×45	2.44	1.7	13.14	0,827	20.61	1849	61.61	3883,847	vérifiée
5 + 6 ^{ème} étage	40×45	2.44	1.7	13.12	0,827	16.08	1634	46.97	3883,847	vérifiée
7 + 8 + 9 ^{ème} étage	40×40	2.44	1.7	11.13	0,822	10.68	1444	48.79	3076,577	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	D45	3.63	2.54	14.5	0,790	15.39	1849	74.17	2060.33	vérifiée

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie.

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$l_f = 0,7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Avec : $\begin{cases} a : \text{largeur de la section} \\ b : \text{hauteur de la section} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Du tableau ci- dessus, on remarque que $N_{max} < N_u \Rightarrow$ **Pas de risque de flambement.**

➤ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer 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 :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$S = b \times h + 15 (A + A')$ Section homogène.

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

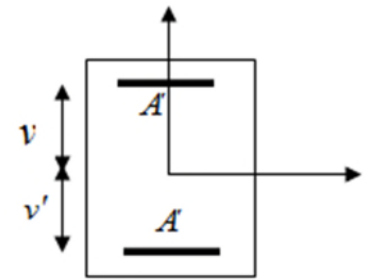


Figure V.12. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
sous sol +RDC	50	37.70	24.16	30.84	11.73×10 ⁻³	1465,157	43,75	8,52	vérifiée
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	50	28.65	30.54	24.46	8.56×10 ⁻³	1146,779	40,25	6,25	vérifiée
3 + 4 ^{ème} étage	40	20.61	19.52	25.48	4.89×10 ⁻³	816,552	28,14	5,72	vérifiée
5 + 6 ^{ème} étage	40	16.08	24.56	20.44	3.68×10 ⁻³	488,232	25,74	5,43	vérifiée
7 + 8 + 9 ^{ème} étage	35	10.68	21.36	18.64	2.46×10 ⁻³	174,345	15,14	4,73	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	45	15.39	14.20	10.36	0,81×10 ⁻³	155.32	12.02	4.02	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le **RPA 99 (Art : 7.4.3.2)** :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

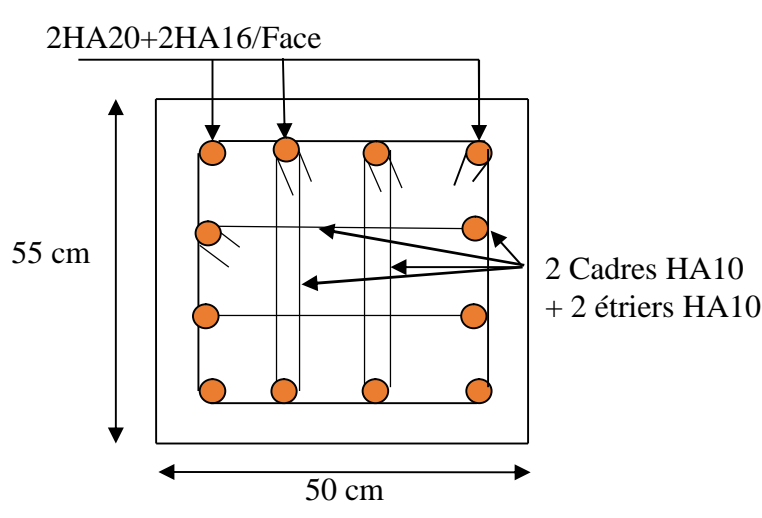
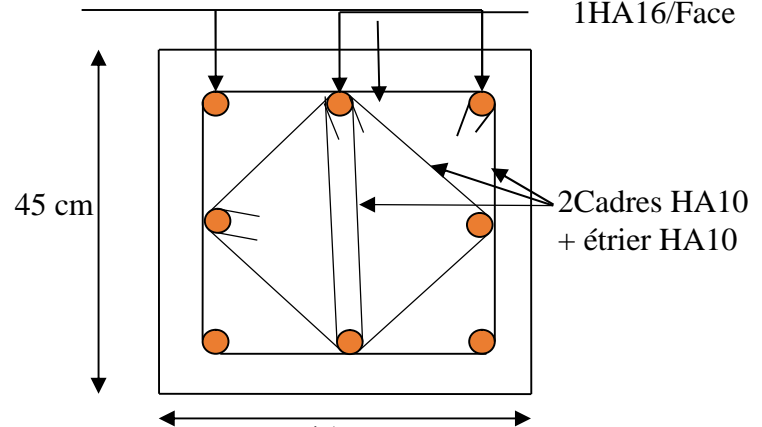
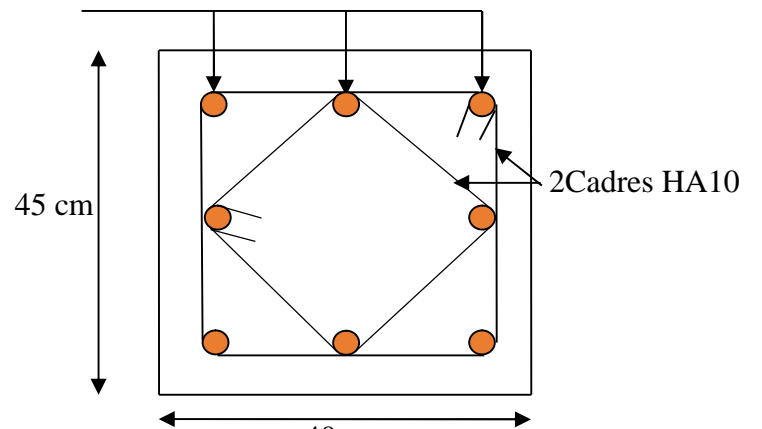
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

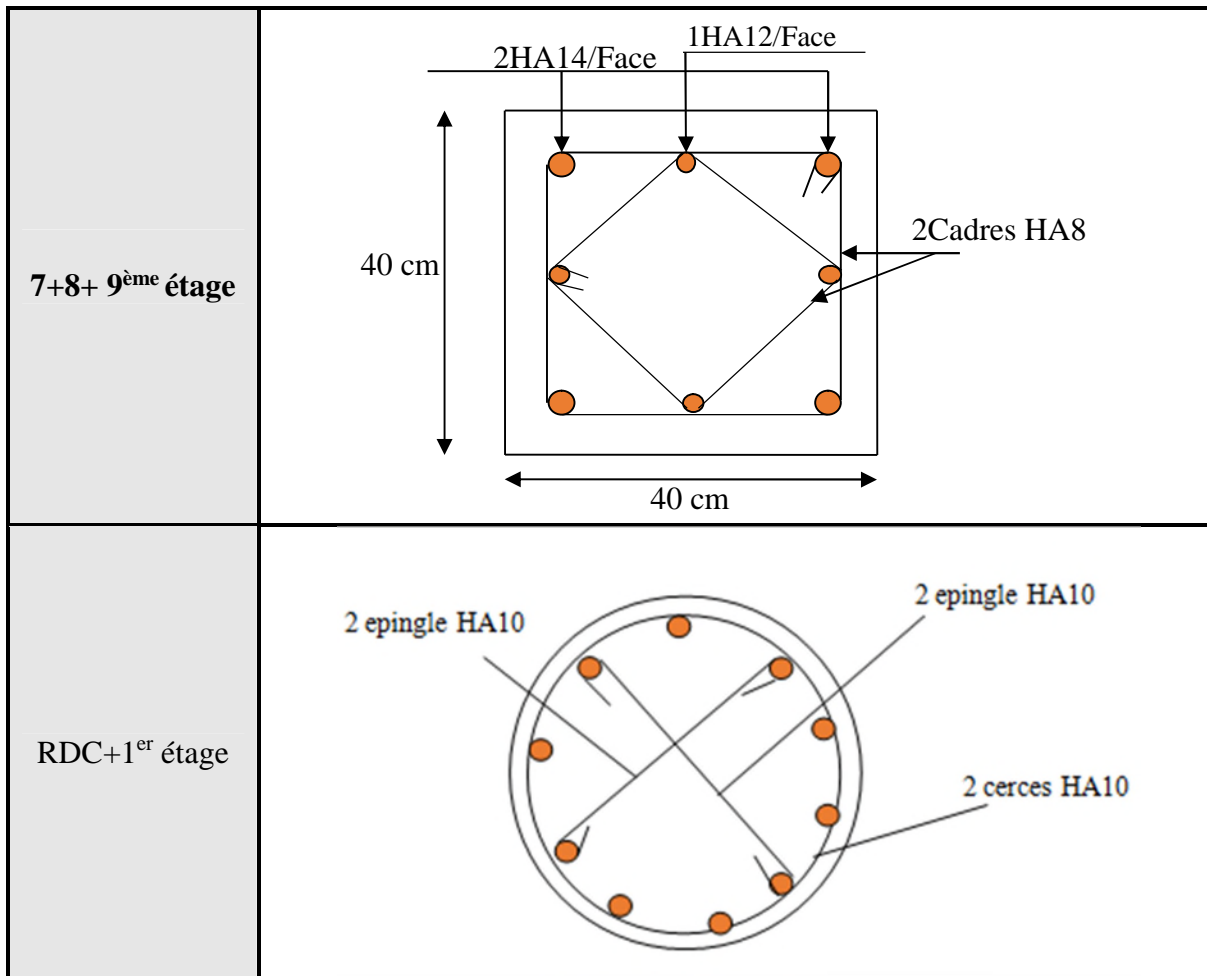
Tableau V.15. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section	$L_f(m)$	$\lambda g \lambda_g$	ρ_a	d (cm)	$V_u(KN)$	$\tau(MPa)$	$\tau^{ad}(MPa)$	Obser
sous sol + RDC	55×55	1,708	16.50	0.075	55	150.45	0.48	1.875	vérifiée
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	55×50	1,708	17.99	0.075	50	167.46	0.65	1.875	vérifiée
3 + 4 ^{ème} étage	45×45	1,708	19.79	0.075	45	146.54	0.70	1.875	vérifiée
5 + 6 ^{ème} étage	45×40	1,708	21.99	0.075	40	121.07	0.66	1.875	vérifiée
7 + 8 + 9 ^{ème} étage	40×40	1,708	16.50	0.075	40	100.66	0.48	1.875	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	D45	1,708	17.99	0.075	45	80.56	0.65	1.875	vérifiée

Tableau V.16. Schémas de ferrailages des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol + RDC	<p>4HA20/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2Cadres HA10 +2 étriers HA10</p>

<p>1^{er} + 2^{ème} étage</p>	<p>2HA20+2HA16/Face</p>  <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>2 Cadres HA10 + 2 étriers HA10</p>
<p>3 + 4^{ème} étage</p>	<p>2HA20/Face</p> <p>1HA16/Face</p>  <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>2 Cadres HA10 + étrier HA10</p>
<p>5 + 6^{ème} étage</p>	<p>3HA16/Face</p>  <p>45 cm</p> <p>40 cm</p> <p>2 Cadres HA10</p>



V.3. Etude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandation du RPA :

❖ 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 du voile).

✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile.

✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

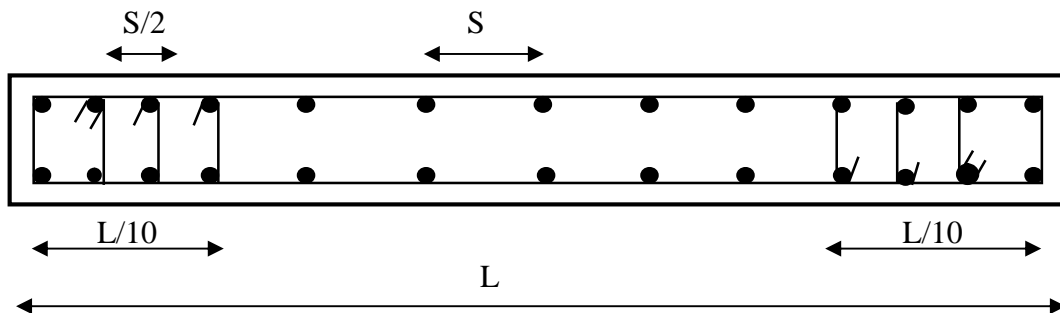


Figure V.13. Disposition des armatures verticales (vue en plan)

❖ Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10 \times \phi l$).

❖ 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.

❖ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} ; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

✓ **Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :**

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

✓ **L'espacement :**

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.

L'espacement des barres horizontales est $s_t \leq \min(1; 5e; 30cm)$

✓ **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.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée, ils seront donc ferrailés sous l'effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel **SAP 2000** les sollicitations issues des combinaisons précédentes, et on prend les plus défavorables :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximale avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normale minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

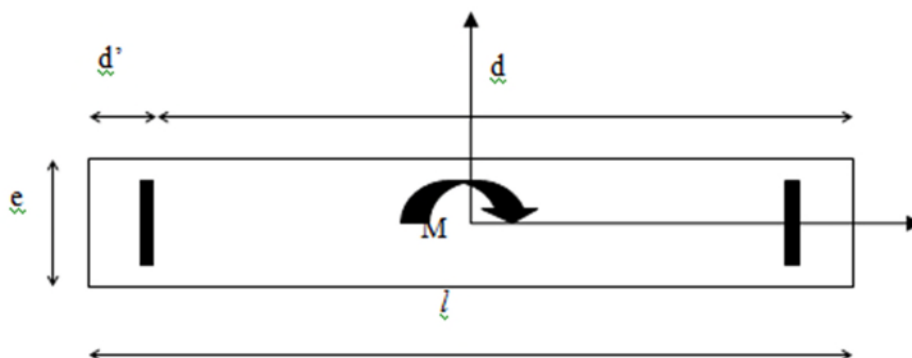


Figure V.14. Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable

$$d = 0.9 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

➤ Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} ; K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage)} ; \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$Lr \begin{cases} 40\phi, \text{ zone qui peut être tendue.} \\ 20\phi, \text{ zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15\% \dots \dots \dots \text{voile complet.} \\ 0.10\% \dots \dots \dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a / 10 \dots \dots \text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e ; S_t \leq 30cm$$

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

Nbr/face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} /ml: Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

- Sollicitation de calcul :

Tableau V.17. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 3$ m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-1176.29	50.64	1590.75	-933.56	-519.88	15.17	367.29
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-1032.91	44.36	1082.59	-1778.73	-917.87	16.89	234.78
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-881.22	20.02	507.96	-1617.46	-835.32	21.28	176.53
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-745.47	16.806	316.63	-1055.56	-632.57	21.10	157.44
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-587.29	4.93	308.89	572.22	-375.18	12.72	106.02

Tableau V.18. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 3$ m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-1082.93	40.13	1536.00	-893.28	-532.03	13.97	364.93
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-979.09	36.42	1022.76	-1671.31	-899.84	20.04	292.04
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-884.58	30.33	472.79	-1504.63	-795.36	24.96	161.79
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-758.02	25.92	319.69	-902.28	-577.87	24.12	129.47
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-511.33	8.48	316.73	-712.72	-316.59	21.49	114.79

Tableau V.19. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 2.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-949.87	25.96	1784.37	-37.08	59.1	1469.33	267
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-857.59	21.23	865.49	-1297.25	-456.94	557.03	167.15
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-793.35	20.74	466.81	-750.98	-519.30	385.08	154.83
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-536.36	8.79	241.47	-517.74	-245.57	182.66	131.52
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-445.89	5.15	213.22	-233.21	-67.25	139.89	88.11

Tableau V.20. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 2.8m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-806.38	22.17	1832.75	-1506.38	90.967	1239.46	263.15
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-710.94	20.17	773.76	-611.30	-401.52	642.19	193.24
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-522.22	17.90	504.69	-598.11	-416.28	408.83	156.41
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-402.14	14.14	252.29	-413.86	-179.34	192.18	145.55
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-308.04	8.33	225.02	-128.58	-33.02	140.00	81.79

Tableau V.21. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3} = 2.8 m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-1001.88	26.81	1653.29	-97.44	9.37	1361.44	252.10
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-972.79	24.35	772.46	-1268.08	-498.70	468.92	167.87
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-810.02	19.93	402.74	-773.61	-464.58	212.79	123.42
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-551.90	9.82	215.90	-535.88	-258.80	168.16	109.85
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-451.92	6.22	192.25	-247.34	-76.64	123.45	71.26

Tableau V.22. Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4} = 2.8$ m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol et RDC	-750.99	20.65	1331.23	-47.08	43.65	1130.36	244.25
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	-608.94	17.29	667.74	-652.67	-436.27	555.12	162.90
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	-516.94	12.91	443.31	-608.78	-368.06	60.78	125.13
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	-393.48	5.85	237.18	-418.70	-186.63	77.95	163.57
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages	-293.40	4.38	207.48	-136.85	-39.36	125.57	69.41

Les calculs des voiles sont fait pour les sollicitations les plus défavorables et les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.23. Ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×3	0.2×3	0.2×3	0.2×3	0.2×3
M (KN.m)	50.64	44.36	20.02	16.806	4.93
N (KN)	-1176.29	1032.91	-881.22	-745.47	-587.29
V (KN)	367.29	234.78	176.53	157.44	106.02
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPA)	1,01	0,83	0,67	0,34	0,15
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5
$A_{v/face}$	33.82	29.69	25.33	21.43	16.88
$A_{v}^{Min}/face$	9	9	9	9	9
A_{v}^{Ad}/m	35,82	31.42	31.42	24.13	18.08
N^{bre} /par face	10HA16+5HA20	10HA20	10HA20	12HA16	8HA16
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,26	1,03	0,84	0,42	0,20

A_h^{\min}	9	9	9	9	9
A_h^{ado}	11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
$N^{\text{bre}}/\text{par Plan}$	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage du voile Vx2

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×3	0.2×3	0.2×3	0.2×3	0.2×3
M (KN.m)	40.13	36.42	30.33	25.92	8.48
N (KN)	-1082.93	-979.09	-884.58	-758.02	-511.33
V (KN)	364.93	292.04	161.79	129.47	114.79
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPA)	1,04	0,78	0 67	0,33	0,15
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5
A_v/face	31.13	28.15	25.44	21.79	14.69
$A_v^{\text{Min}}/\text{face}$	9	9	9	9	9
A_v^{Ad}/m	35,82	31.42	31.42	24.13	18.08
$N^{\text{bre}}/\text{par face}$	10HA16+5HA20	10HA20	10HA20	12HA16	8HA16
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,30	0,98	0,83	0,41	0,19
A_h^{\min}	9	9	9	9	9
A_h^{ado}	11,31	11,31	11,31	11,31	11,31

N^{bre} /par Plan	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile Vy1

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8
M (KN.m)	25.96	21.23	20.74	8.79	5.15
N (KN)	-949.87	-857.59	-793.35	-536.36	-445.89
V (KN)	267	167.15	154.83	131.52	88.11
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPa)	1,21	1,14	0,55	0,35	0,18
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{v/face}$	27.31	24.65	22.81	15.42	12.82
$A_v^{Min}/face$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_v^{Ad}/m	31.42	31.42	24.13	20.11	15.39
N^{bre} /par face	10HA20	10HA20	12HA16	10HA16	10HA14
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,52	1,42	0,68	0,44	0,23
A_h^{min}	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_h^{ado}	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18
N^{bre} /par Plan	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.26. Ferrailage du voile Vy2

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ere} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8
M (KN.m)	22.17	20.17	17.90	14.14	8.33
N (KN)	-806.38	-710.94	-522.22	-402.14	-308.04
V (KN)	263.15	193.24	156.41	145.55	-308.04
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPA)	1,20	1,16	0,83	0,46	0,21
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5
$A_{v/face}$	23.19	20.44	15.01	11.57	8.85
$A_v^{Min/face}$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
$A_v^{Ad/m}$	31.42	31.42	24.13	20.11	15.39
N^{bre} /par face	10HA20	10HA20	12HA16	10HA16	10HA14
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,50	1,45	1,04	0,58	0,26
A_h^{min}	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_h^{ado}	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18
N^{bre} /par Plan	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Ferrailage du voile Vy3

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8
M (KN.m)	26.81	24.35	19.93	9.82	6.22
N (KN)	-1001.88	-972.79	-810.02	-551.90	-451.92
V (KN)	252.10	167.87	123.42	109.85	71.26
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPA)	1,21	1,17	0,84	0,46	0,20
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5
$A_{v/face}$	28.8	27.96	23.28	15.87	12.96
$A_{v}^{Min}/face$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_{v}^{Ad}/m	31.42	31.42	24.13	20.11	15.39
$N^{bre}/par\ face$	10HA20	10HA20	12HA16	10HA16	10HA14
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,51	1,47	1,05	0,57	0,26
A_h^{min}	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_h^{ado}	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18
$N^{bre}/par\ Plan$	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.28. Ferrailage du voile Vy4

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8	0.2×2.8
M (KN.m)	20.65	17.29	12.91	5.85	4.38
N (KN)	-750.99	-608.94	-516.94	-293.48	-293.40
V (KN)	244.25	162.90	125.13	163.57	69.41
Section	ET	ET	ET	ET	ET
τ (MPa)	1,22	1,14	0,55	0,35	0,18
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{v/face}$	21.59	17.5	14.86	11.31	8.44
$A_{v}^{Min}/face$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_{v}^{Ad}/m	31.42	31.42	24.13	20.11	15.39
$N^{bre}/par\ face$	10HA20	10HA20	12HA16	10HA16	10HA14
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	1,53	1,43	0,69	0,44	0,23
A_h^{min}	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
A_h^{ado}	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18
$N^{bre}/par\ Plan$	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

V.3.4. Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile Vx2 au niveau du sous sol et du RDC.

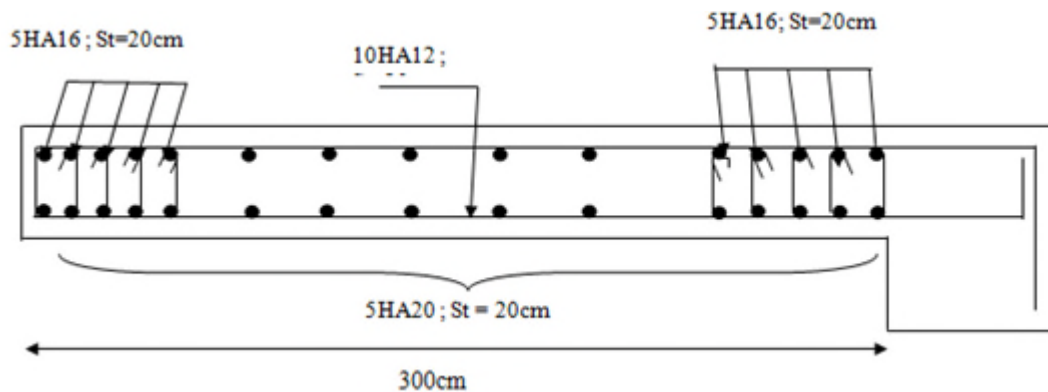


Figure V.15. Schéma de ferrailage du voile Vx1 et Vx2 du Sous sol + RDC

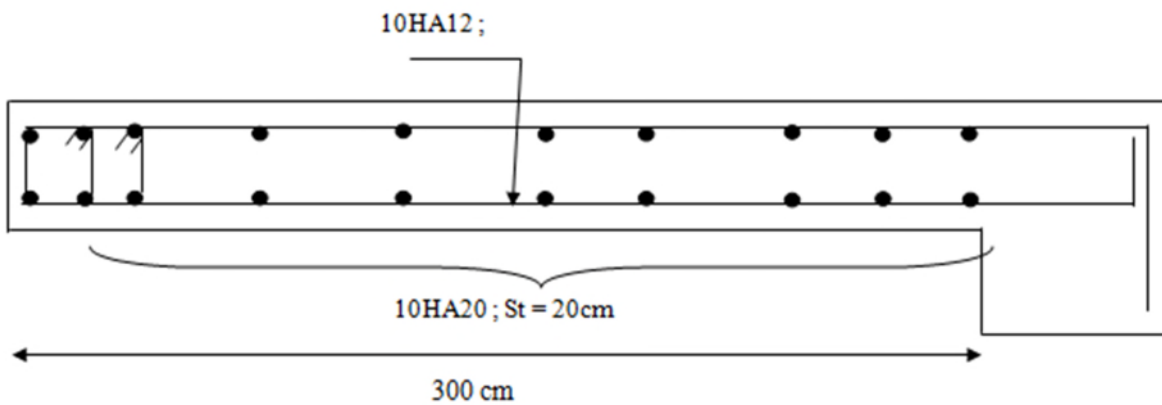


Figure V.16. Schéma de ferrailage des voiles dans le 1^{er} jusqu'au 4^{ème} étages

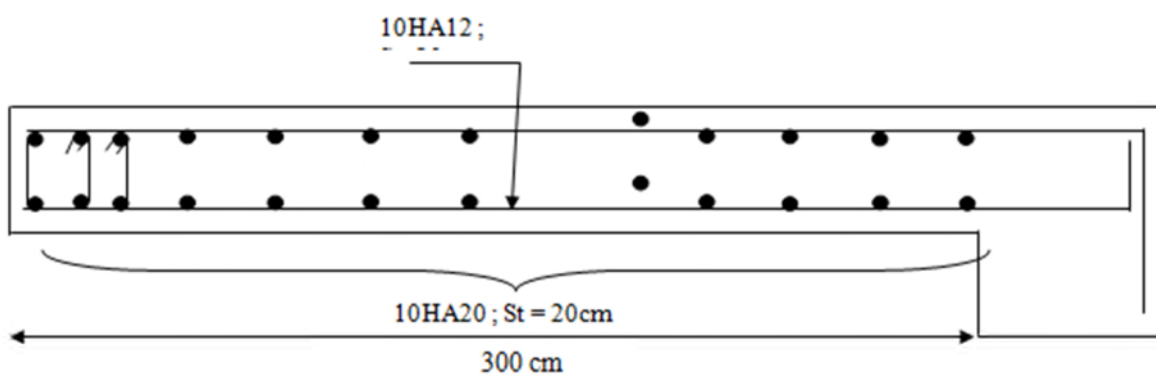


Figure V.17. Schéma de ferrailage du voile Vx1 et Vx2 dans le 5^{ème} + 6^{ème} étages

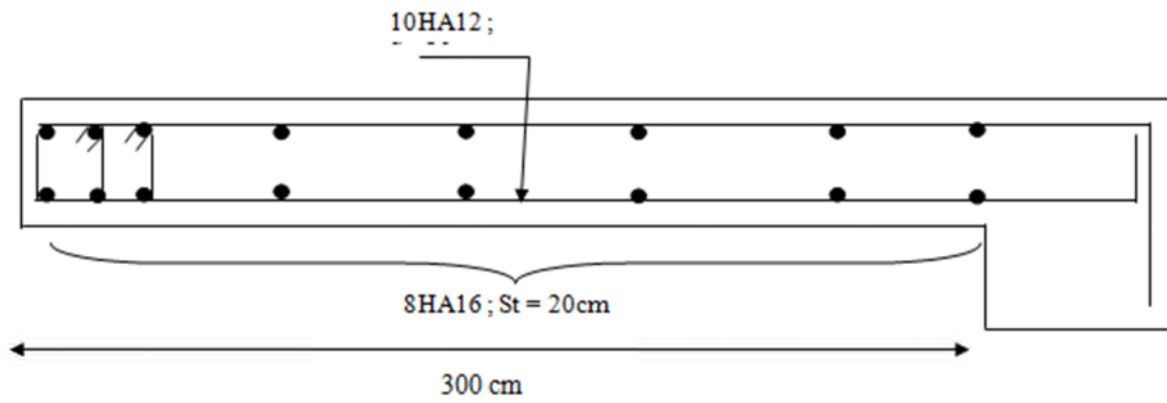


Figure V.18. Schéma de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 dans le 7^{ème} + 8^{ème} + 9^{ème} étage

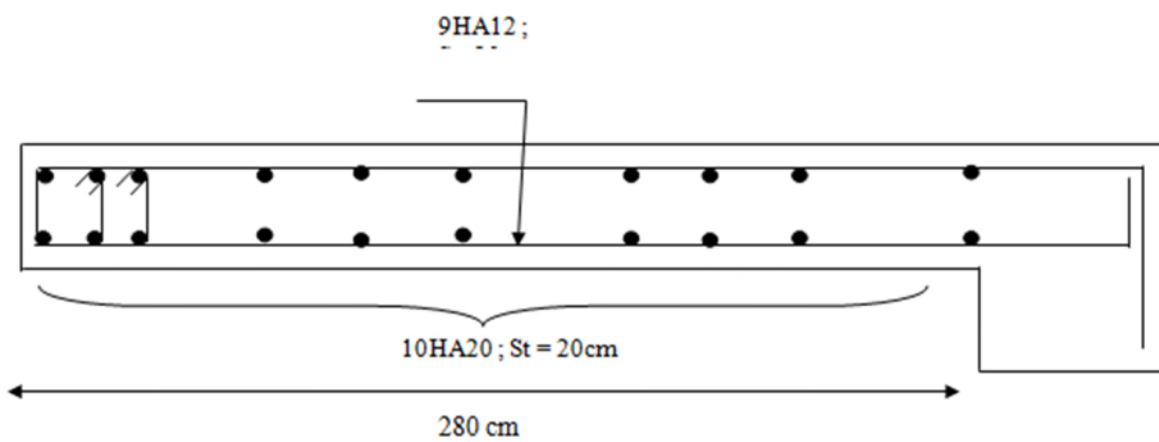


Figure V.19. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le sous sol et RDC + 1^{er} + 2^{ème} étage

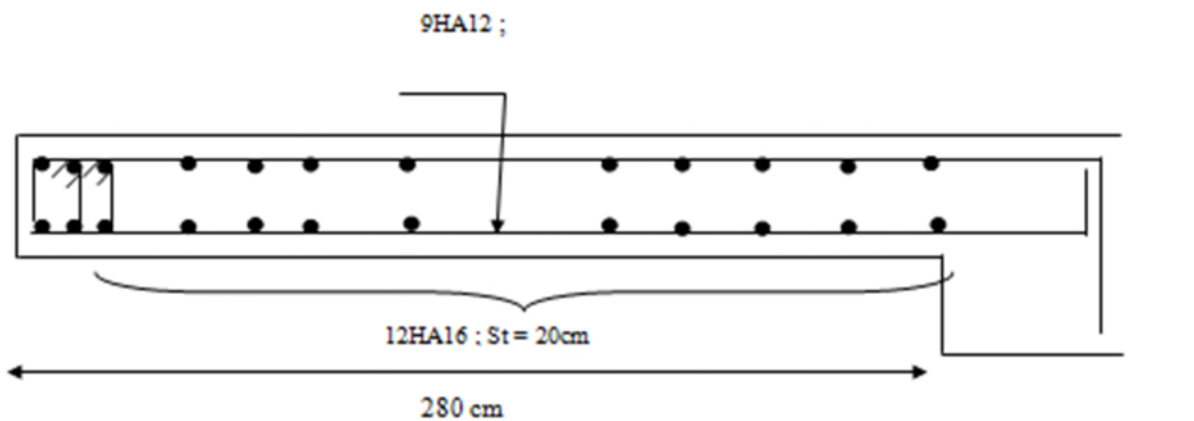


Figure V.20. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 3^{ème} + 4^{ème} étage

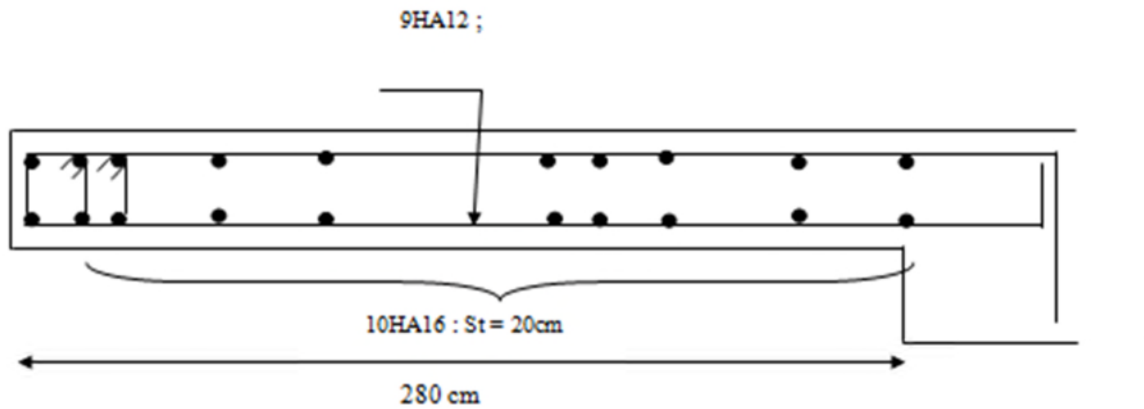


Figure V.21. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 5^{ème} + 6^{ème} étage

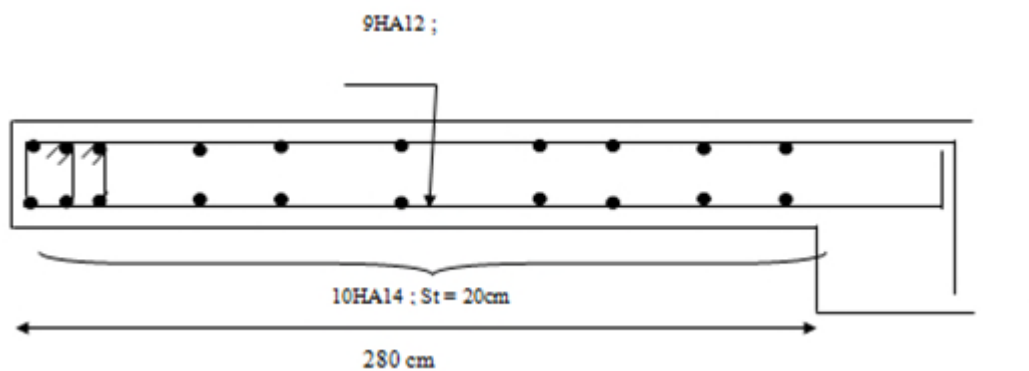


Figure V.22. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 et Vy3 et Vy4 dans le 7^{ème} + 8^{ème} et 9^{ème} étage

V.4. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que :

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul du ferrailage sont extraites du logiciel **SAP2000**.
- ✓ Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du **RPA99/2003** et du **BAEL**.

Chapitre VI

fondations Etude des

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'économie et la facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma = 2.00 \text{ bars}$.

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification, on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$ obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = 2043,774 \text{ KN}$.
 $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 3.19m$$

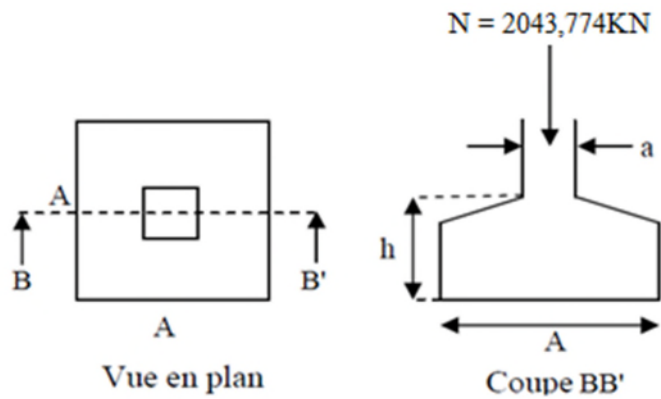


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car on dispose des distance entre axes des poteaux plus petite dans le sens xx', donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique.

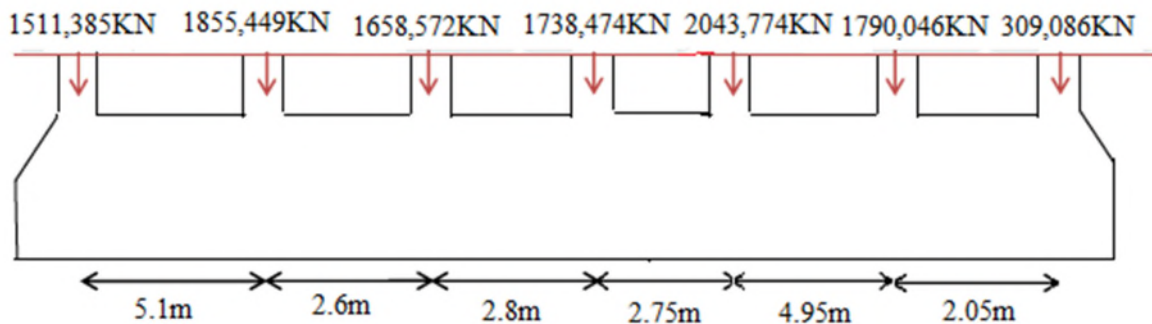


Figure VI.2. Semelle filante.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N = 10906,786KN$$

$$\sum L = 20.25m$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{10906.786}{200 \times 20.25} = 2.69m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.3.3. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.3.3.1. Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

- h_t : hauteur des nervures.
- h_r : hauteur de la dalle.
- L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.1m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5cm. \quad \text{on opte } h_r = 40cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51cm. \quad \text{on opte } h_t = 65cm.$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

- E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$
- I : inertie de la section du radier.
- K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.
- b : la largeur de la semelle, on prend une bande de 1m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 64.45 cm$$

Donc : $h = 70 cm$.

➤ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

- **Calcul du Poids :**

$N_{ser} = 60202,87 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.4 \times 555,54 \times 25 = 5555.4 \text{ KN}$ (Poids du radier).

$P_{ner} = 0.55 \times 0.7 \times 301,01 \times 25 = 2897.22 \text{ KN}$ (Poids des nervures).

$$S_{bat} = 555.54 \text{ m}^2$$

$N_{ser} = 60202.87 + 5555.4 + 2897.22 = 68655.49 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{68655.49}{200} = 343.27 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat}$, On n'a pas besoin de débord \Rightarrow Donc, on prend $S_{rad} = S_{bat} = 555.54 \text{ m}^2$

- **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{82455.043 \times 5.1}{2 \times 555.54} \times 1 = 378.47 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.324m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 555.54 \text{ m}^2$

VI.3.3.2. Les vérifications :

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (55×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.7 = 1.25 \\ B = b + h = 0.55 + 0.7 = 1.25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (1.25 + 1.25) = 5 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.043775 \text{ MN} < 0.045 \times 5 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} = 2.625 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

$$M_X = 58186.048 \text{ KN.m}, M_Y = 60068.32 \text{ KN.m.}$$

$$N = 68655.49 \text{ KN.}$$

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 17966.6266 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 14.1 \text{ m.}$$

$$I_Y = 36815.6358 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.85 \text{ m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{68.65549}{555.54} + \frac{60.06832 \times 14.1}{36815.6358} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{68.65549}{555.54} - \frac{60.06832 \times 14.1}{36815.6358} = 0.100 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 : sont supérieur à zéro, donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.146 + 0.1}{4} = 0.134 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}.$$

Donc : **La contrainte est vérifiée dans le sens xx.**

- **Sens yy :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{68.65549}{555.54} + \frac{58.186048 \times 9.85}{17966.6266} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{68.65549}{555.54} - \frac{58.186048 \times 9.85}{17966.6266} = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.155 + 0.091}{4} = 0.139 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}.$$

Donc : **La contrainte est vérifiée dans le sens yy.**

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 555.54 \text{ m}$ (surface du radier).

$H = 2.8 \text{ m}$ (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 68655.49 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 2.8 \times 555.54 = 17888.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA 99/2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens } x_x : e = \frac{58186.048}{68655.49} = 0.84 \text{ m} < \frac{18.2}{4} = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{sens } y_y : e = \frac{60068.32}{68655.49} = 0.87 \text{ m} < \frac{28.2}{4} = 7.05 \text{ m}$$

VI.3.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{5.1} = 0.921 > 0.4 \rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} ; \quad ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{82455.043}{555.54} = 148.42 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0437 \times 148.42 \times 4.7^2 = 143.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.8251 \times 143.27 = 118.21 \text{ KN.m}$$

- a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases}$$

- b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x$$

- Ferrailage :

La section à ferrailer est $1 \times 0.4 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier

	Sens	M (KN.m/ml)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ² /m)	Choix/m	St (cm)
Travée	Lx	121.77	10.37	3.32	12.06	6HA16	15
	Ly	100.47	8.50	3.2	9.24	6HA14	15
Appuis		-71.63	6.00	3.32	6.79	6HA12	15

➤ **Vérifications à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.921)}{2} \times 100 \times 40 = 3.32 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 3.32 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 3.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a $S_{t_y} = S_{t_x} = 15 \text{ cm}$.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 202.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 158.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{202.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.57 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

⇒ **Pas d'armatures transversales.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$N = 68655.49 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.921 \begin{cases} U_x = 0.0509 \\ U_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{68655.49}{555.54} = 123.58 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{0\text{ ser}}^x = U_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0509 \times 123.58 \times (4.7)^2 = 138.95 \text{ KN.m} \\ M_{0\text{ ser}}^y = U_y \times M_{0\text{ ser}}^x = 122.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{t\text{ ser}}^x = 0.85 \times M_{0\text{ ser}}^x = 0.85 \times 138.95 = 118.10 \text{ KN.m} \\ M_{t\text{ ser}}^y = 0.85 \times M_{0\text{ ser}}^y = 0.85 \times 126.57 = 103.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0\text{ ser}}^x = -69.47 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

• **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	x-x	118.10	9.58	146200.4	7.74	307.90
	y-y	103.92	8.56	117799	7.55	349.86
Appui		-69.47	7.48	91086.4	5.70	314.76

Il est bien remarquable que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.

Localisation		Choix/(m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	x-x	6HA20	18.85	11.52	206843.80	6.57	201.07	15
	y-y	6HA20	18.85	11.52	206843.80	5.78	176.93	15
Appui		6HA16	12.06	9.58	146200.49	4.55	181.12	15

❖ Schéma de ferrailage :

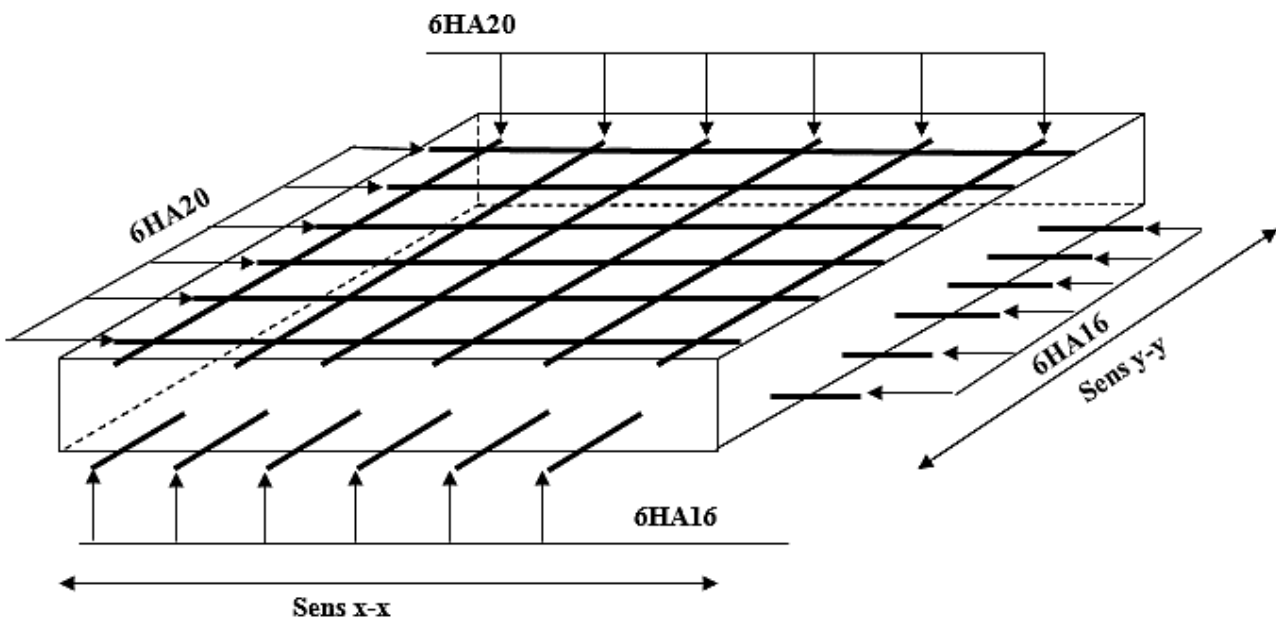


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.

VI.3.4. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

$Q_u = 148.42 \text{ KN / ml.}$ Et $Q_s = 123.58 \text{ KN / m}^2$

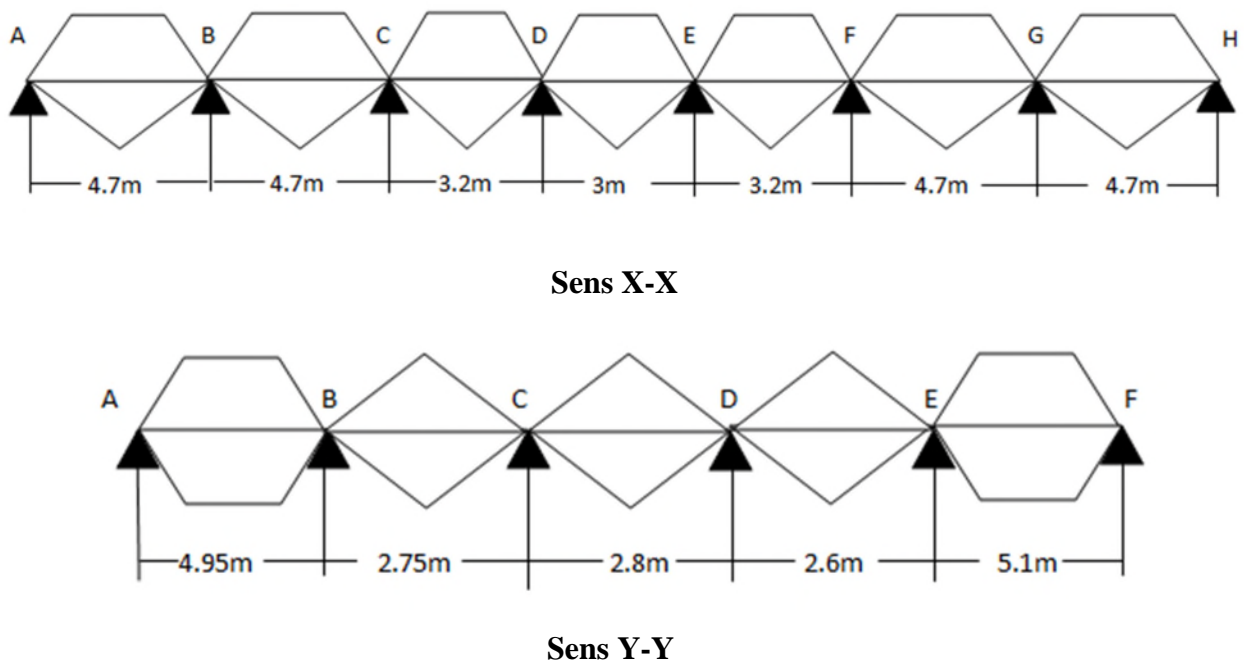


Figure VI.4. Schéma des sollicitations sur les nervures longitudinales

VI.3.4.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

On a : $Q_u = 130.24 \text{ KN} / \text{ml}$.

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
				M _g	M _d				
A-B	4.95	4.95	433.29	0	-946.18	2.03	896.15	986.55	-603.60
B-C	2.75	2.2	465.04	-946.18	-269.70	1.9	-103.27	116.14	-587.21
C-D	2.8	2.24	465.04	-269.70	-256.30	1.41	192.76	594.01	-363.54
D-E	2.6	2.08	465.04	-256.30	-1036.09	0.65	-156.52	319.07	-888.82
E-F	5.1	5.1	445.14	-1036.09	0	3.00	975.57	1076.32	-663.06

Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Mu (KN.m)	975.57	-1036.09
Ms (KN.m)	812.29	-862.69
Effort tranchant (KN)	1076.32	

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
				M _g	M _d				
A-B	4.7	4.7	175.20	0	-382.46	1.88	311.43	517.20	-420.29
B-C	4.7	3.76	175.20	-382.46	-254.51	2.50	167.40	420.29	-439.29

C-D	3.2	2.56	259.85	-254.51	-187.04	1.68	112.68	298.02	-311.12
D-E	3.0	2.4	255.07	-187.04	-187.04	1.50	99.91	283.57	-292.08
E-F	3.2	2.56	259.85	-187.04	-254.51	1.51	112.68	319.11	-332.22
F-G	4.7	3.76	175.20	-254.51	-382.46	2.19	167.40	462.58	-481.58
G-H	4.7	4.7	175.20	-382.46	0	2.81	311.43	481.58	-384.67

Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Mu (KN.m)	311.43	-382.46
Ms (KN.m)	259.32	-318.45
Effort tranchant (KN)	517.20	

VI.3.4.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h_t = 0.7 \text{ m}, h_r = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.55 \text{ m}, d = 0.65 \text{ m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.10}{10}; \frac{4.70}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(0.51; 2.35)$

Soit : $b_1 = 0.5 \text{ m}$

Donc $b = b_1 + 2 \times b_0 = 1.6 \text{ m}$

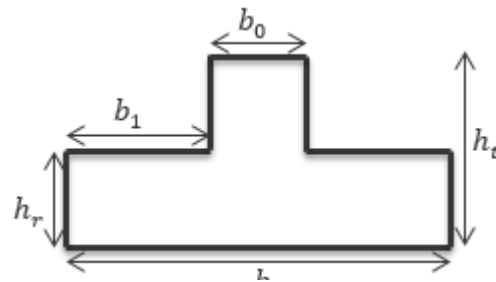


Figure VI.5. Section de la nervure à ferriller

Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)	A _{ado} (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	311.43	13.99	12.55	8HA16	16.08
	Appui	-382.46	17.25	12.55	8HA20	25.13
Sens Y-Y	Travée	975.57	45.57	12.55	8HA25+4HA20	51.84
	Appui	-1036.09	48.58	12.55	8HA25+4HA20	51.84

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right] = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ Vérification des contraintes :

On a : $Q_s = 123.58 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	259.32	4.23	265.2
	Appui	-318.45	4.34	211.55
Sens Y-Y	Travée	812.29	8.42	269.75
	Appui	-862.69	8.95	286.49

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on va augmenter la section de ferrailage.

Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.

Localisation		Choix / m	A_{ado} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	8HA20	25.13	3.53	172.27
	Appui	8HA25	39.27	3.65	137.83
Sens Y-Y	Travée	6HA32+6HA25	77.7	7.33	183.77
	Appui	6HA32+6HA25	77.7	7.78	195.17

➤ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 20 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ Espacements des aciers transversaux :

$$A_t = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2.$$

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

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 54.9cm.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = 43.92cm$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de peau : CBA**

Vu la hauteur des nervures $h_t = 0.7m$, il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

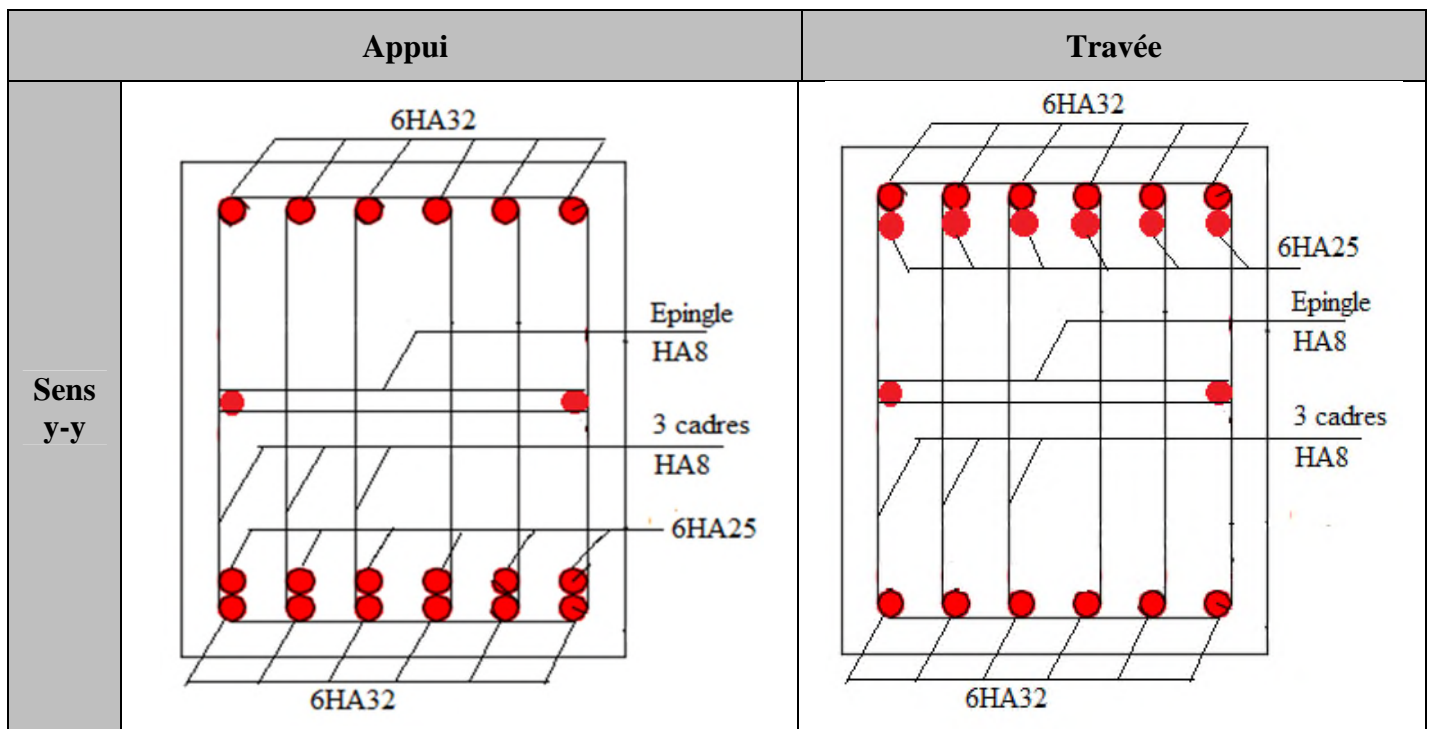
CBA exige $3cm^2/ml$

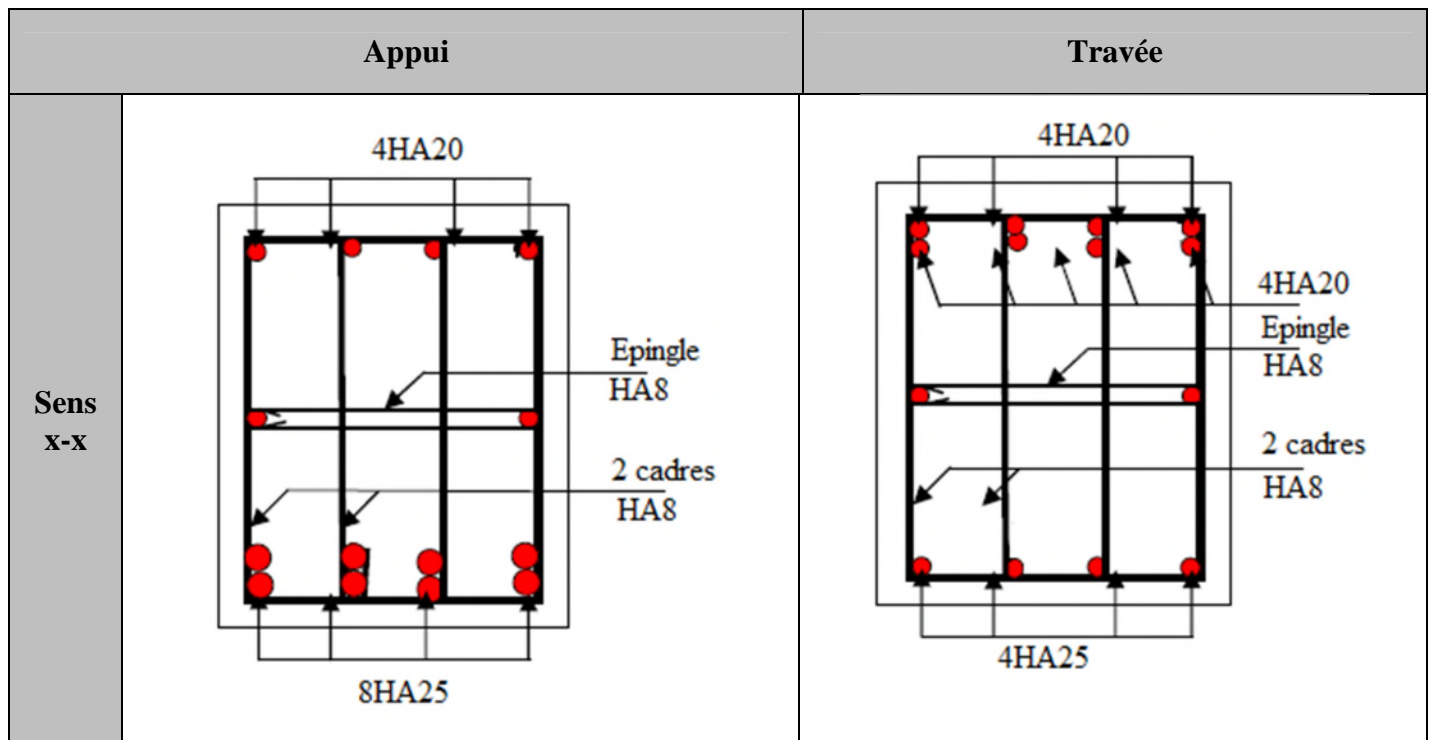
$$0.7 \times 3 = 2.1cm^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **Schémas de ferrailage des nervures :**

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures





VI.4. Voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Selon le RPA99/version 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2. Dimensionnement des voiles périphériques :

VI.4.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.6 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement : $\phi = 15^\circ$

La cohésion : $C = 0.1 \text{ bars}$

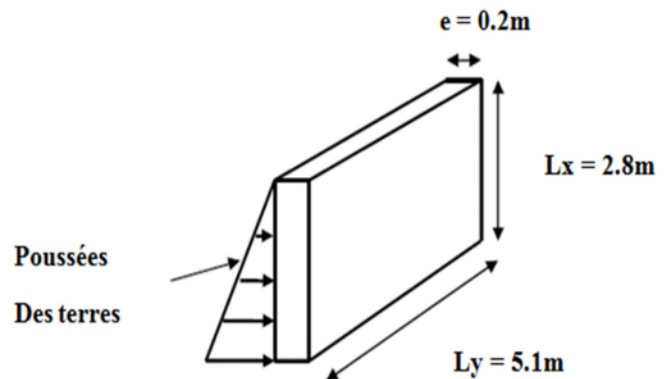


Figure VI.6. Dimensionnement du voile.

VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **Poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 20.6 \times 2.8 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 10 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$G = 18.61 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La surcharge accidentelle:**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$Q = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique:

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **A P'ELU :**

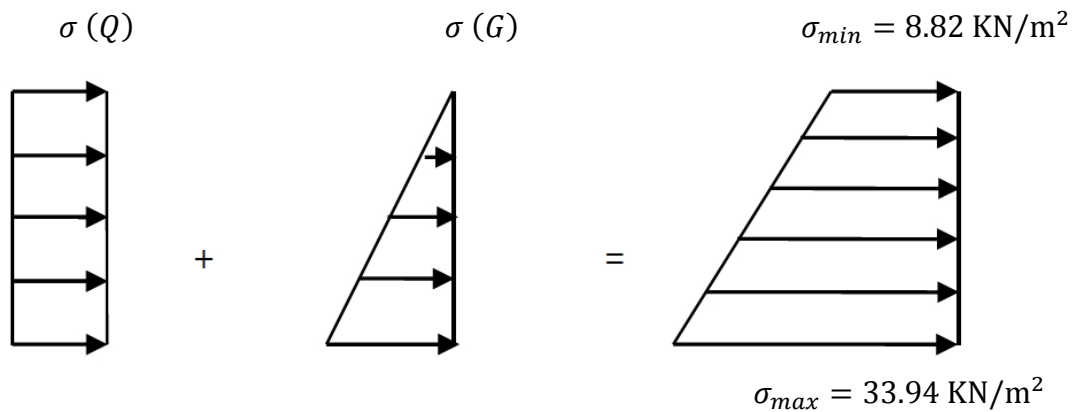


Figure VI.7. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 8.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 33.94 \text{ KN/m}^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 2.8\text{m} \\ l_y = 5.1\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.8}{5.1} = 0.55 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$M_0^x = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x$$

$$M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x$$

Tableau VI.12. Les sollicitations dans le voile périphérique.

	μ	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens x-x	0.0894	19.38	16.47	-9.69
Sens y-y	0.2500	4.84	4.11	

Le ferrailage se fait pour une section de (**b** × **e**).

Les résultats de calcul sont regroupées dans le tableau ci-après sachant que :
 $A_{min}=0.1\% \times b \times h$condition exigée par le RPA.

Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)	τ_u	$\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$
Travée x-x	16.47	2.84	2	5HA10 = 3.93	20	0.208	1.17
Travée y-y	4.11	0.69	2	5HA6 = 1.41	20	0.034	1.17
Appui	9.69	1.65	/	5HA8 = 2.51	20	/	/

VI.4.5.1. L'espacement :

$$S_t \leq \min (2 \times h, 25\text{cm})$$

Travée: S_t = 20cm.

Appui : S_t = 20cm.

VI.4.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 35.49 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{ux} = \frac{35.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.208 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.87 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{uy} = \frac{5.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.034 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\sigma_{min} = Q = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 24.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.84 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.14. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

	μ	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
Sens x-x	0.0936	14.56	12.37	-7.28
Sens y-y	0.4150	6.04	5.13	

• Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Vérification de limite de compression dans le béton.

		M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	x-x	12.37	12093.40	3.92	4.01	200.59
	y-y	5.13	4967.49	2.47	2.55	224.94
Appui		7.28	8262.17	3.22	2.83	182.11

σ_s ≤ σ̄_s ⇒ **Condition non vérifiée**, on va redimensionner la section d'acier.

Tableau VI.16. Ferrailage et vérification du voile périphérique.

Localisation		Choix / m	A _{ado} (cm ² /ml)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	X-X	5HA10	3.93	4.01	200.59
Travée	Y-Y	5HA8	2.51	1.99	128.33
Appui		5HA8	2.51	2.83	182.11

❖ Schéma de ferrailage du voile périphérique :

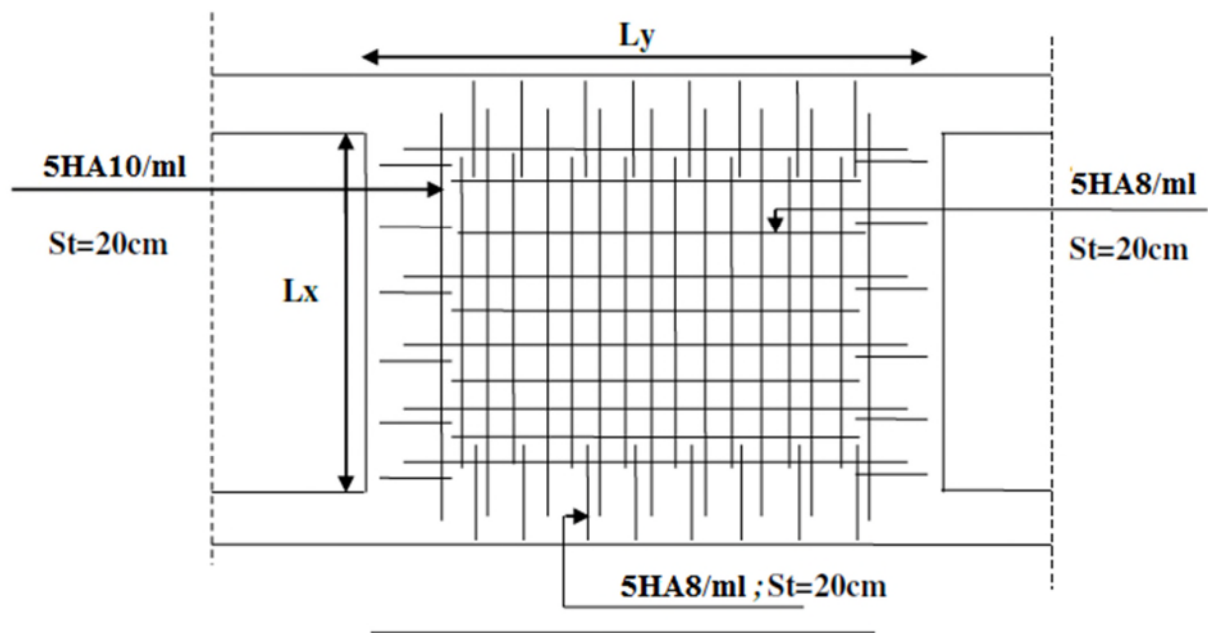


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.5. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.

CONCLUSION GENERALE

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions, dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure nous permet de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, décembre 1993.
- Cours de béton armé suivant les règles Règle BAEL 91 modifiées 99 (béton armé aux états limites), Pascal Legrand ; J.M Tchouani Nana.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charge d'exploitations, Edition CGS, octobre 1988.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)
- DTR BC 2.33.1 .Règle de calcul des fondations superficielles.
- Problèmes pratiques de mécanique des sols et des fondations. SANGLERAT GUY.
- Problèmes pratiques de mécanique des sols. Khaled Meftah.
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard BARES- DUNOD Paris 1969.
- Cahiers de cours du cursus universitaire.
- Anciens mémoires de fin d'étude.