

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures (M&S)

Thème:

Etude d'un bâtiment (R+6+4Entres-Sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r : LOUICHAOUI Amine
M^r : TALAOUANOU Bilal

Encadreur :

M^r : A. BOUKELOUDA

Jury:

M^{me} : BOUKEMOUCHE, L.
M^{me} : CHIKH AMER, H.

Promotion 2013-2014

*Pour que les hommes puissent
s'en tenir à la vérité, ils devront
préalablement avoir
connaissance de l'erreur....*

José Saramago, Le Dieu manchot

Remerciements

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur Mr A. BOUKÉLOUDA pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi on exprime notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime :

*Ma chère mère, que je ne cesse de remercier pour tout ce qu'elle m'a donné.
Sacrifiée pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

Mon cher père, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études.

Je le dédie aussi à :

A la mémoire de ma très chère grand-mère.

Mes très chers grands parents.

Ma très chère sœur Kahina et son époux Bob.

Ma très chère sœur Rania et mon cher frère Lotfi.

Mes très chers oncles, et tantes et à la mémoire de mon cher oncle Atman.

Mes cousins et cousines en particulier Nabil.

Ma très chère aimable et future épouse.

Mon binôme et ami Bilal ainsi sa famille.

Tous mes amis(es) en particulier Khellaf, Adel, Yacine, Lounis, Lyes, Hassan, Zoubir, Michel, Lili, Nawel, ainsi que toute la promotion génie civil(2014).

L.Amine

Dédicaces

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime :

*Ma chère mère, que je ne cesse de remercier pour tout ce qu'elle m'a donné.
Sacrifiée pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

Mon cher père, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaire pour que je réussisse dans mes études.

Ma grand-mère pour sa douceur et sa gentillesse.

Mes sœurs (Nadjet, Djohra, Nassima), ainsi qu'à mon frère (Abdelhak) pour leur tendresse et leur présence.

Ma future épouse.

Mes tentes et mes oncles.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et ami Amine ainsi que sa famille.

Mes amis : Khellaf, Boussaad, Youcef, Farid, Adel, Yacine, Hassan, Lyes Lounis, Zoubir, Michel, Djaouad, Razik, Halim, Nabil, Nassim.

La promotion de génie civil (2014).

T. BILAL

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Généralité | |
| I.1. Introduction | 2 |
| I.2. Description du projet | 2 |
| I.2.1. Caractéristiques géométriques | 2 |
| I.2.2. Données de site | 2 |
| I.2.3. Système de contreventement | 2 |
| I.2.4. Différents éléments de l'ouvrage | 2 |
| I.3. Règles et normes utilisées | 3 |
| I.4. Indication générale sur les règles de BAEL91/99 | 3 |
| I.4.1. Définition de l'état limite | 3 |
| I.4.2. Principe d'application des règles de BAEL91/99 | 5 |
| I.4.3. Actions et sollicitations | 5 |
| I.5. Les matériaux de construction | 6 |
| I.5.1. Le béton | 6 |
| I.5.2. L'Acier | 10 |
| I.6. Conclusion | 11 |
| Chapitre II : Prédimensionnement des éléments | |
| II.1. Introduction | 12 |
| II.2. Les planchers | 12 |
| II.2.1. planchers à c creux | 12 |
| II.2.2. Plancher en dalle pleine | 17 |
| II.3. Les poutres | 18 |
| II.4. Les Poteaux | 19 |
| II.5. Les voiles | 20 |
| II.6. L'acrotère | 21 |
| II.7. Les escaliers | 21 |
| II.8. Evaluation des charges et surcharges | 27 |
| II.9. Descente de charges | 31 |
| II.10. Conclusion | 40 |
| Chapitre III : Etudes des éléments secondaires | |
| III.1. Introduction | 41 |
| III.2. Etude des planchers | 41 |
| III.2.1. Planchers à corps creux | 41 |
| III.2.2. Planchers à dalles pleines | 67 |
| III.3. Calcul de la poutre de chinage | 73 |
| III.4. Etude de l'acrotère | 76 |
| III.5. Etudes des escaliers | 81 |
| III.5.1. Etude de l'escalier type 01 (entrée de service de 1^{ier} entre sol) | 81 |
| III.5.2. Etude de l'escalier type 02 (entrée de service RDC) | 88 |
| III.5.3. Etude de l'escalier type 03 (escalier balancé) | 91 |

| | |
|---|------------|
| III.5.3.1. Etude de la poutre brisés | 93 |
| III.5.4. Etude de l'escalier type 04 (à deux volée intermédiaire)..... | 98 |
| III.5.4.1. Etude de la poutre palière | 101 |
| | |
| Chapitre IV: Etude dynamique | |
| IV.1. Introduction | 103 |
| IV.2. Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 | 103 |
| IV.3. Méthodes de calculs | 103 |
| IV.4. Disposition des voiles | 109 |
| IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique | 111 |
| IV.6. Conclusion | 117 |
| | |
| Chapitre V: Etude des éléments structuraux | |
| V.1. Introduction | 118 |
| V.2. Etude des poteaux | 118 |
| V.3. Etude des poutres | 131 |
| V.4. Etude des voiles | 142 |
| V.5. conclusion..... | 148 |
| | |
| Chapitre VI : Etude de l'infrastructure | |
| VI.1. Introduction | 147 |
| VI.2. Choix du type de fondation | 147 |
| VI.2.1. Vérification des semelles isolées | 147 |
| VI.2.2. Vérification des semelles filantes | 148 |
| VI.3. Radier général | 149 |
| VI.3.1. Prédimensionnement | 149 |
| VI.3.2. Les Vérifications nécessaires | 150 |
| VI.3.3. Ferrailage du radier | 153 |
| VI.3.4. Calcul des sollicitations | 153 |
| VI.3.5. Schéma de ferrailage de radier | 156 |
| VI.4. Etude des nervures | 157 |
| VI.4.1. Dimensionnement de la nervure | 157 |
| VI.4.2. Calcul des sollicitations | 157 |
| VI.4.3. Ferrailage | 159 |
| IV.4.4. Schémas de ferrailages | 160 |
| VI.5. Etude du mur adossé | 161 |
| VI.5.1. Caractéristiques géotechniques du sol | 161 |
| VI.5.2. Méthode de calcul | 162 |
| VI.5.3. Sollicitations | 162 |
| VI.5.4. Ferrailage | 162 |
| VI.5.5. Schéma de ferrailage du mur adossé | 165 |
| VI.6. Conclusion | 165 |
| Conclusion générale | 166 |
| Bibliographie | |
| Annexe | |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Chapitre II :

| | |
|--|-----------|
| Tableau II.1 : Les type de dalle pleine | 18 |
| Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible | 27 |
| Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible | 27 |
| Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher toiture | 28 |
| Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage commercial ou courant | 28 |
| Tableau II.6 : Evaluation des charges des dalles pleines | 28 |
| Tableau II.7 : Evaluation des charges des balcons | 29 |
| Tableau II.8 : Evaluation des charges des cloisons extérieures | 29 |
| Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs intérieures | 29 |
| Tableau II.10 : Charge permanente revenant à l'acrotère | 30 |
| Tableau II.11 : Evaluation des charges sur le palier de repos | 30 |
| Tableau II.12 : Evaluation des charges sur la volée | 31 |
| Tableau II.13 : Descente de charge sur le poteau P1 | 34 |
| Tableau II.14 : Descente de charge sur le poteau P2 | 36 |
| Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple | 37 |
| Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux..... | 40 |

Chapitre III :

| | |
|---|-----------|
| Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles | 41 |
| Tableau III.2 : Charges et surcharges revenants aux poutrelles dans les différents planchers | 44 |
| Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher commerciale à l'ELU | 47 |
| Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher commerciale à l'ELS | 47 |
| Tableau III.5 : Sollicitations des poutrelles type 04 de plancher commerciale à l'ELU | 48 |
| Tableau III.6 : Sollicitations des poutrelles type 04 de plancher commerciale à l'ELS | 48 |
| Tableau III.7 : Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher inaccessible à l'ELU | 48 |
| Tableau III.8 : Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher inaccessible à l'ELS | 48 |
| Tableau III.9 : Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher accessible à l'ELU | 48 |
| Tableau III.10 : Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher accessible à l'ELS | 49 |
| Tableau III.11 : Sollicitations des poutrelles type 01 des planchers d'habitations à l'ELU ... | 49 |
| Tableau III.12 : Sollicitations des poutrelles type 01 des planchers d'habitations à l'ELS ... | 49 |
| Tableau III.13 : Sollicitations des poutrelles type 02 des planchers d'habitations à l'ELU ... | 49 |
| Tableau III.14 : Sollicitations des poutrelles type 02 des planchers d'habitations à l'ELS ... | 49 |
| Tableau III.15 : Sollicitations des poutrelles type 03 des planchers d'habitations à l'ELU ... | 49 |
| Tableau III.16 : Sollicitations des poutrelles type 03 des planchers d'habitations à l'ELS ... | 50 |
| Tableau III.17 : Sollicitations des poutrelles type 04 des planchers d'habitations à l'ELU ... | 50 |
| Tableau III.18 : Sollicitations des poutrelles type 04 des planchers d'habitations à l'ELS ... | 50 |
| Tableau III.19 : Sollicitations des poutrelles type 05 des planchers d'habitations à l'ELU ... | 50 |
| Tableau III.20 : Sollicitations des poutrelles type 05 des planchers d'habitations à l'ELS ... | 50 |
| Tableau III.21 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher toiture à l'ELU | 50 |

| | |
|---|------------|
| Tableau III.22 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher toiture à l'ELS | 51 |
| Tableau III.23 : Sollicitations des poutrelles type 06 de plancher toiture à l'ELU | 51 |
| Tableau III.24 : Sollicitations des poutrelles type 06 de plancher toiture à l'ELS | 51 |
| Tableau III.25 : Sollicitations maximal dans les différentes poutrelles | 51 |
| Tableau III.26 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher à usage commercial | 56 |
| Tableau III.27 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher à usage d'habitation..... | 56 |
| Tableau III.28 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible | 57 |
| Tableau III.29 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible | 57 |
| Tableau III.30 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher toiture (6 ^{ème} du duplexe) | 57 |
| Tableau III.31 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU | 58 |
| Tableau III.32 : Vérification des contraintes dans le béton | 60 |
| Tableau III.33 : Vérifications de l'utilité de la flèche | 63 |
| Tableau III.34 : Schéma de ferrailage des poutrelles à usage commercial | 64 |
| Tableau III.35 : Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse accessible et inaccessible | 65 |
| Tableau III.36 : Schéma de ferrailage des poutrelles à usages d'habitation | 65 |
| Tableau III.37 : Schéma de ferrailage des poutrelles de plancher toiture | 66 |
| Tableau III.38 : Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 01 | 68 |
| Tableau III.39 : Armatures longitudinales | 74 |
| Tableau III.40 : combinaison d'action de l'acrotère | 77 |
| Tableau III.41 : Résultat de ferrailage de l'escalier type 01 | 83 |
| Tableau III.42 : Vérification des contraintes de compression dans le béton | 85 |
| Tableau III.43 : Charges et surcharges de l'escalier type 02 | 88 |
| Tableau III.44 : Les sollicitations dans l'escalier type 02 à L'ELU et a L'ELS..... | 88 |
| Tableau III.45 : Résumé de résultat de ferrailages de l'escalier type 02 | 88 |
| Tableau III.46 : Calcul des armatures de répartition ans l'escalier type 02..... | 89 |
| Tableau III.47 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 2 | 89 |
| Tableau III.48 : Evaluation de la flèche dans l'escalier type 04..... | 90 |
| Tableau III.49 : Charges et surcharges d'escalier type 03 | 91 |
| Tableau III.50 : Les sollicitations dans l'escalier type 03 à l'ELU et à L'ELS | 92 |
| Tableau III.51 : Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier type 03 | 92 |
| Tableau III.52 : Calcul des armatures de répartition dans l'escalier type 03..... | 92 |
| Tableau III.53 : Vérification à l'ELU de l'escalier type 03 | 92 |
| Tableau III.54 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 3 | 92 |
| Tableau III.55 : Ferrailage de la Poutre brisée..... | 95 |
| Tableau III.56 : Charges et surcharges de l'escalier type 04 | 98 |
| Tableau III.57 : Les sollicitations dans l'escalier type 04 à l'ELU et à L'ELS | 99 |
| Tableau III.58 : Résumé des résultats de ferrailage | 99 |
| Tableau III.59 : Calcul des armatures de répartition ans l'escalier type04..... | 99 |
| Tableau III.60 : Vérification à l'ELU de l'escalier type 04..... | 99 |
| Tableau III.61 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 4 | 99 |
| Tableau III.62 : Evaluation de la flèche dans l'escalier type 04..... | 100 |
| Tableau III.63 : Calcul d'armature à la flexion simple..... | 102 |

Chapitre IV :

| | |
|---|------------|
| Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q | 107 |
| Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération β | 107 |
| Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique | 114 |
| Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous chargements verticales | 115 |
| Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous chargements horizontales | 115 |

| | |
|---|------------|
| Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques..... | 116 |
| Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit | 116 |
| Tableau IV.8 : Vérification des déplacements..... | 117 |
| Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ | 118 |

Chapitre V :

| | |
|--|------------|
| Tableau. V.1 : Sections finales des poteaux | 119 |
| Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA99/2003 | 120 |
| Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux..... | 121 |
| Tableau. V.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux | 124 |
| Tableau V.5 : Armatures transversales dans les poteaux..... | 125 |
| Tableau V.6 : Justification de l'effort normal ultime..... | 126 |
| Tableau V.7 : Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux..... | 127 |
| Tableau V.8 : Vérifications les contraintes tangentielles | 128 |
| Tableau V.9 : Ferrailage des sections des poteaux | 128 |
| Tableau .V.10 : Sollicitation des poutres principales et secondaires | 132 |
| Tableau. V.11 : Ferrailages des poutres principales et secondaires..... | 133 |
| Tableau. V.12 : Vérification de l'effort tranchant | 134 |
| Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton | 135 |
| Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux | 136 |
| Tableau V.15 : Vérification des zones nodales..... | 137 |
| Tableau V.16 : Sollicitations dans le voile Vx1 | 140 |
| Tableau V.17 : Sollicitations dans le voile Vx4 | 140 |
| Tableau V.18 : Sollicitations dans le voile Vx2 | 140 |
| Tableau V.19 : Sollicitations dans le voile Vy1 | 140 |
| Tableau V.20 : Sollicitations dans le voile Vy3 | 141 |
| Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile Vx1 | 142 |
| Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile Vx4..... | 143 |
| Tableau V.23 : Résultats du ferrailage du voile Vx2..... | 144 |
| Tableau V.24 : Résultats du ferrailage du voile Vy1 | 144 |
| Tableau V.25 : Résultats du ferrailage du voile Vy3..... | 145 |

Chapitre VI :

| | |
|--|------------|
| Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier | 154 |
| Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier | 155 |
| Tableau VI.3 : Nouveau ferrailage | 155 |
| Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier | 156 |
| Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens x-x) | 158 |
| Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens x-x) | 159 |
| Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens y-y) | 159 |
| Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens y-y) | 159 |
| Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures | 159 |
| Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures | 160 |
| Tableau VI.11 : Schémas de ferrailages des nervures (sens x-x) | 160 |
| Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures (sens y-y) | 161 |
| Tableau VI.13 : Section des armatures du mur adossé | 163 |
| Tableau VI.14 : Vérification des contraintes dans le mur adossé..... | 164 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

| | |
|--|----|
| Figure.I.1: Diagramme des déformations limites (ELU) | 4 |
| Figure.I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton | 7 |
| Figure.I.3 : Diagrammes contraintes-déformation pour le béton..... | 8 |
| Figure.I.4 : Diagramme contraintes déformations pour l'acier | 10 |

Chapitre II :

| | |
|--|----|
| Figure.II.1: Coupe transversale dans un plancher à corps creux | 12 |
| Figure.II.2 : Plancher de 1 ^{er} entre sol à (-9.18m) et 2 ^{ème} entre sol à (-6.12m) | 13 |
| Figure.II.3 : Plancher de 3 ^{ème} entre sol en duplexe à (-3.06m) | 14 |
| Figure.II.4 : Plancher de 4 ^{ème} entre sol de duplexe ($\pm 0.00m$) | 14 |
| Figure.II.5 : Plancher de RDC (+4.08m), 1 ^{er} étage, (+7.14m), 2 ^{ème} étage (+10.2m), 3 ^{ème} étage (+13.26m) | 15 |
| Figure.II.6 : Plancher de 4 ^{ème} étage à (+16.32m) | 15 |
| Figure.II.7 : Plancher de 5 ^{ème} étage en duplexe à (+19.38m) | 16 |
| Figure.II.8 : Plancher de 6 ^{ème} étage de duplex (+22.44m) | 16 |
| Figure.II.9 : Coupe transversale d'une poutrelle | 17 |
| Figure.II.10 : Hauteur libre d'étage | 20 |
| Figure.II.11 : Vue en plan d'un voile | 20 |
| Figure.II.12 : Schéma de l'acrotère | 21 |
| Figure.II.13 : Schéma statique de l'escalier en bois des duplexes | 22 |
| Figure.II.14 : Schéma d'un escalier | 22 |
| Figure.II.15 : Escalier de 1 ^{er} entre sol (entrée de service) | 23 |
| Figure.II.16 : Escalier RDC (entrée de service) | 25 |
| Figure.II.17 : Plancher de RDC (+4.08m), 1 ^{er} étage, (+7.14m), 2 ^{ème} étage (+10.2m), 3 ^{ème} étage (+13.26m) | 25 |
| Figure.II.18 : Schéma statique de la 1 ^{ère} , 2 ^{ème} volées d'escalier au niveau des étages courant... .. | 26 |
| Figure.II.19 : Vue en plan de 5 ^{ème} étage en duplexe | 32 |
| Figure.II.20 : Schéma de 1 ^{er} poteau (P1) | 32 |
| Figure.II.21 : Schéma de 2 ^{ème} poteau (P2) | 35 |

Chapitre III :

| | |
|--|----|
| Figure.III.1 : Schéma statique d'une poutrelle type 01 | 44 |
| Figure.III.2 : Diagramme des moments fléchissant | 46 |
| Figure.III.3 : Diagramme de l'effort tranchant | 47 |
| Figure.III.4 : Schéma statique d'une poutrelle | 53 |
| Figure.III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression | 67 |
| Figure.III.6 : Schéma de la dalle sur deux appuis type 01 | 67 |
| Figure.III.7 : Schéma statique de la dalle sur deux appuis type 01 | 68 |
| Figure.III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis type 01 | 69 |

| | |
|---|------------|
| Figure.III.9 : Dalle sur deux appuis type 02..... | 70 |
| Figure.III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS | 70 |
| Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis type 02..... | 73 |
| Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage | 76 |
| Figure.III.13 : Dimension de l'acrotère | 77 |
| Figure.III.14 : Schéma statique de l'acrotère | 77 |
| Figure.III.15 : Section à ferrailer | 78 |
| Figure.III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère | 81 |
| Figure.III.17 : Schéma statique de l'escalier type 01..... | 81 |
| Figure.III.18 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU..... | 83 |
| Figure.III.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 01 | 87 |
| Figure.III.20 : Schéma statique de l'escalier type 02 | 88 |
| Figure.III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 02..... | 90 |
| Figure.III.22 : Schéma statique de l'escalier type 03..... | 91 |
| Figure.III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 03..... | 93 |
| Figure.III.24 : Schéma statique d'une console | 93 |
| Figure.III.25 : Schéma statique de la poutre brisé..... | 94 |
| Figure.III.26 : Section creuse équivalente..... | 96 |
| Figure.III.27 : Ferrailage de la poutre brisé | 97 |
| Figure.III.28 : Coupe transversale | 98 |
| Figure.III.29 : Schéma statique de l'escalier type 04..... | 98 |
| Figure.III.30 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 04..... | 101 |
| Figure.III.31 : Schéma statique de la poutre palière | 101 |
| Figure.III.32 : Section creuse équivalente | 102 |
| Figure.III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palière | 104 |

Chapitre IV :

| | |
|--|------------|
| Figure.IV.1 : Spectre de réponse..... | 110 |
| Figure.IV.2 : Disposition des voiles | 111 |
| Figure.IV.3 : Vue en 3D du modèle de la structure..... | 111 |
| Figure.IV.4 : Vue en plan du 1 ^{er} mode vibration. | 112 |
| Figure.IV.5 : Vue en plan de 2 ^{ème} mode vibration | 113 |
| Figure.IV.6 : Vue en plan du 3 ^{ème} mode de vibration | 113 |

Chapitre V :

| | |
|--|------------|
| Figure.V.1 : Zone nodale | 120 |
| Figure.V.2 : Section d'un poteau | 126 |
| Figure.V.3 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux | 130 |
| Figure.V.4 : La zone nodale | 136 |
| Figure.V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires dans les niveaux commercial et habitations | 137 |
| Figure.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires dans le niveau toiture | 138 |

| | |
|--|------------|
| Figure.V.7 : Schéma d'un voile plein | 139 |
| Figure.V.8 : Schéma de ferrailage du voile Vy3 de RDC | 146 |

Chapitre VI :

| | |
|---|------------|
| Figure.VI.1 : Vue en plan de la semelle | 148 |
| Figure.VI.2 : Coupe P-P' | 148 |
| Figure.VI.3 : Semelle filante..... | 148 |
| Figure.VI.4 : Dimensions du radier | 149 |
| Figure.VI.5 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée | 150 |
| Figure.VI.6 : Panneau de dalle..... | 153 |
| Figure.VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier | 156 |
| Figure.VI.8 : Coupe A-A (radier) | 156 |
| Figure.VI.9 : Section de la nervure à ferrailer..... | 157 |
| Figure.VI.10 : Schéma de distribution des charges sur les nervures | 158 |
| Figure.VI.11 : Charges transmises aux nervures sens x-x | 158 |
| Figure.VI.12 : Charges transmises aux nervures sens y-y | 159 |
| Figure.VI.13 : Mur adossé..... | 161 |
| Figure.VI.14 : Diagramme des contraintes | 162 |
| Figure.VI.14 : Schéma du ferrailage du mur adossé..... | 165 |

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à *j*.

M_g : Moment correspondant à *g*.

M_q : Moment correspondant à *q*.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

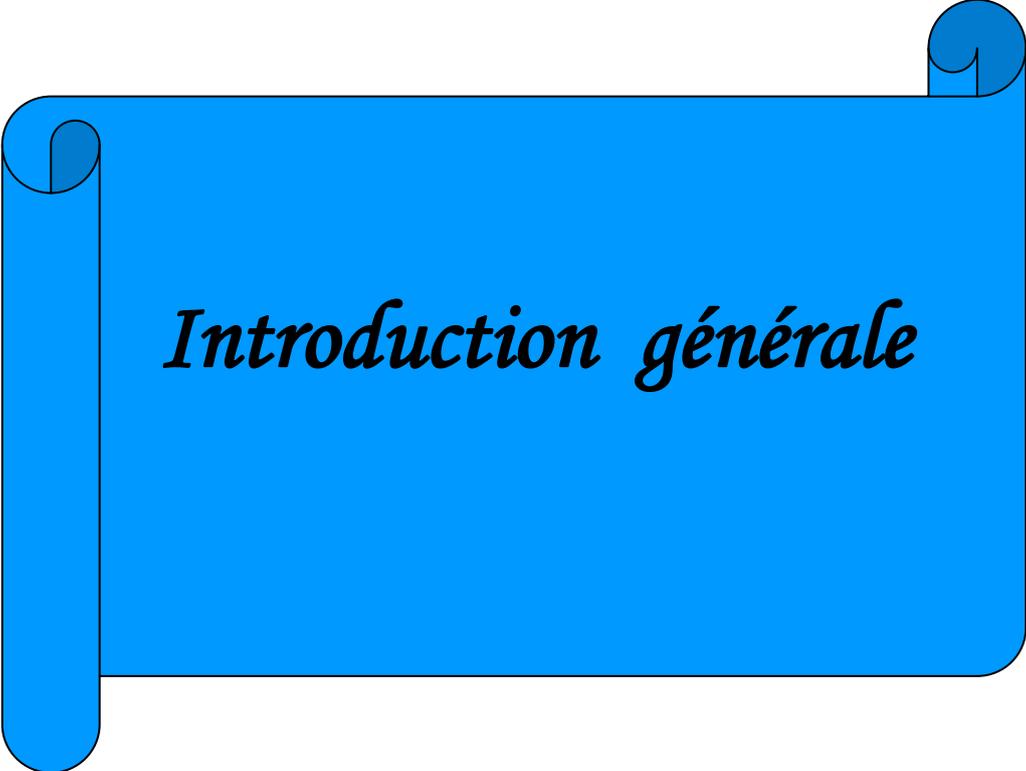
β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



Introduction générale

Introduction générale

La sismicité historique de l'Algérie montre que environ 70% du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismique de forte intensité qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique, ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures.

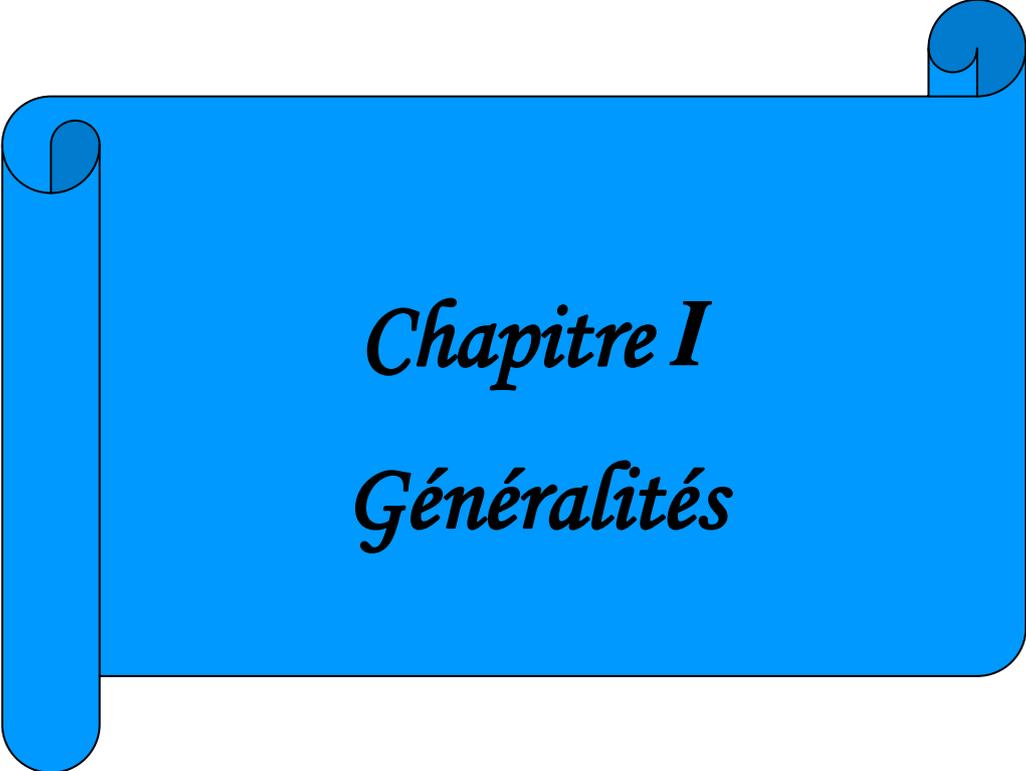
Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant quatre entres sol, un RDC et 6 étages en cour de réalisation a Tifrih commune d'Akbou (W) de Bejaïa.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- ❖ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments secondaires (tel que les planchers (corps creux, dalle pleine, poutrelles), les poteaux, les poutres et les voiles).
- ❖ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- ❖ Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- ❖ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre.
- ❖ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91/99*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.



Chapitre I
Généralités

I.1. Introduction :

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

I.2. Description du projet :

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est l'étude d'une construction (R+6+4 Entre Sols) bi-fonctionnelle qui regroupe commerces et logements d'habitation. Ce bâtiment (bloc H) fait partie d'un projet de 254 logements promotionnels et locaux commerciaux a Tifrih daïra d'Akbou (w) de Bejaia.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

| | |
|---|----------------------|
| -Largeur du bâtiment | 10.95 m |
| -Longueur du bâtiment | 23.95m |
| -La hauteur totale du bâtiment y compris la toiture | 37.70m |
| -La hauteur des entres sols (2,3 et 4) | 3.06m |
| -La hauteur de l'entre sol (1) et RDC | 4.08m |
| -La hauteur d'étage courant | 3.06m |
| -La surface à la base | 262.25m ² |

I.2.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage sera implanté à Akbou (Tifrih), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le **RPA99/2003**.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon la classification de **RPA99/2003 (article3.2)**.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (S3).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,7$ bars.

I.2.3. Système de contreventement :

En se basant sur le **RPA99/2003 (Article 4-a)** qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse 4 niveaux (14m) et vu la forme irrégulière de notre structure, il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement par voiles portiques, avec justification de l'interaction :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales (effort sismique) sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.4. Différents éléments de l'ouvrage :

Un ouvrage peut être décomposé en deux parties : la superstructure et l'infrastructure.

- **Superstructure** : On distingue deux types d'éléments : structuraux et non structuraux.

- a) **Éléments structuraux** : C'est les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (éléments principaux : poteaux, poutres et voiles) ou non (éléments secondaires : planchers, balcons, escaliers,...).
- b) **Éléments non structuraux** : C'est les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, murs extérieurs, acrotère, ascenseur,...).
- **Infrastructure** : On désigne par l'infrastructure le système de fondation qui assure les fonctions suivantes :
 - Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 - Limiter les tassements différentiels.
 - L'encastrement de la structure dans le sol.

I.3. Règles et normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003 (règlement parasismique algérien).
- ✓ BAEL91/modifiées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites).
- ✓ CBA 93(code béton armé).
- ✓ DTR B.C.2.2 (charges et surcharges).
- ✓ Règles de calcul des fondations (DTR-BC.2.331) et les(DTU).

I.4. Indication générale sur les règles de BAEL91/99 :

I.4.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour les quelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite ultime de résistance (pas de rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement).

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

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

Il y'a 03 états limites :

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

❖ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \\ \text{En compression simple} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \end{array} \right.$$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

- **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

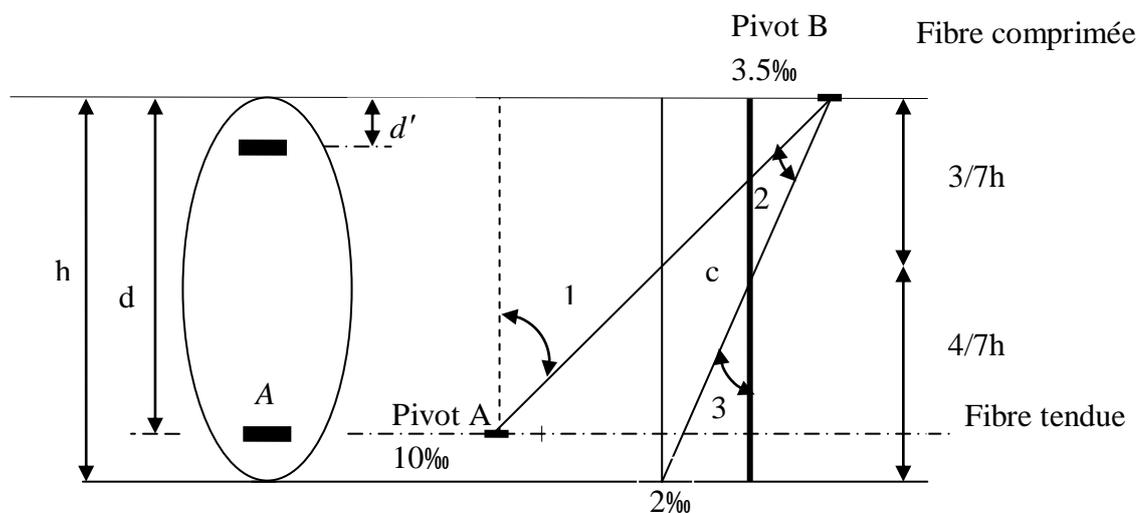


Figure. I.1 : Diagramme des déformations limites (ELU).

Hypothèse de calcul à l'ELS :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.4.2. Principe d'application des règles de BAEL91/99 :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.4.3. Actions et sollicitations :**1. Définition des actions :**

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

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

On distingue :

- **Actions permanentes (G) :**

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

- **Actions variables (Q) :**

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

- **Actions accidentelles (FA) :**

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

2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i.$$

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton.
- . La fissuration du béton.
- . La déformation des éléments.

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

3. Les combinaisons d'action :

RPA99/2003(Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

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

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm Q \\ G + Q \pm 1.2 \times E \end{cases} \quad \text{Uniquement pour les poteaux de contreventement par portique auto stable.}$$

I.5. Les matériaux de construction :

I.5.1. Le béton :

1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau de l'air et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL91/99),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Un mètre cube du béton courant, est composé de :

350Kg de ciment (CPA 325).
 400 l 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 .

2. Caractéristiques du béton :

2.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

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

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa } (j \leq 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91/99 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa } (j > 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91/99 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

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

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

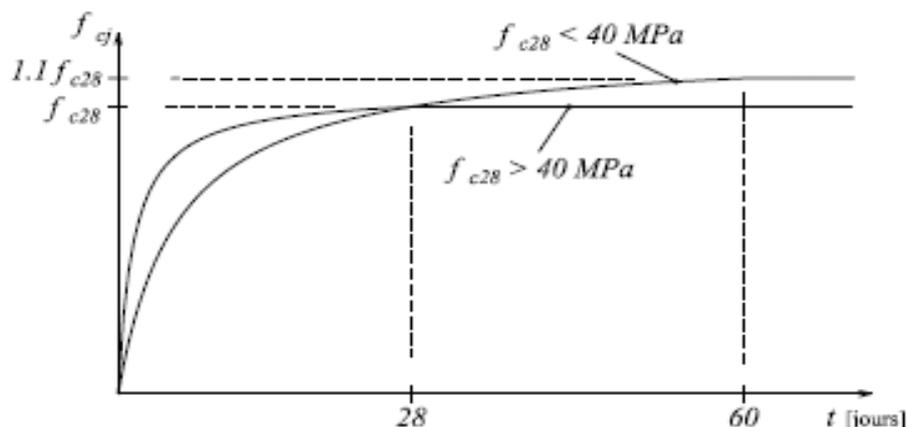


Figure. I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

2.2. Résistance à la traction f_{ij} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06fc_j & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{ij} = 0.275 fc_j & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{i28} = 2.1 \text{ Mpa}$

2.3. Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec :

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

Avec :

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24 \text{ h}$.
- ✓ $\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1 \text{ h}$.

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

2.4. Contrainte limite à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

2.5. Diagramme des contraintes- déformations :

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

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

2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

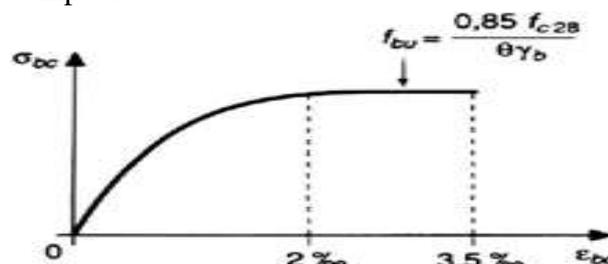


Figure. I.3. Diagramme contraintes-déformation pour le béton.

$$\text{Pour } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^{0/100} & f_{bc} = 0.2 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}). \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^{0/100} & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b \end{cases}$$

2.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$
 $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.2)**

$$\text{Pour : } f_{c28}=25\text{Mpa on a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164.20\text{Mpa} \\ E_{v28} = 10818.86\text{Mpa} \end{cases}$$

2.7. Module de déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3).}$$

Avec : E : module de Young
 ν : Coefficient de poisson

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

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

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

$$\text{C-à-d : } \begin{cases} \text{ELU : } \nu = 0 \text{ et } G=0,5 * E \\ \text{ELS : } \nu = 0,2 \text{ et } G=0,42 * E \end{cases}$$

2.8. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson ν c'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales. On prend les valeurs suivantes :

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

2.9. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

- ✓ Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le **BAEL91/99 (article A.5.1.211)** on a :

- $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

Pour les armatures d'âme droites :

- $\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm} = 2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.5.2. L'Acier :**1. Définition :**

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2. Différents types d'aciers :

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

2.1. Les ronds lisses (R.L.) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

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

- $f_u=330$ à 490MPa (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e=235\text{MPa}$.

- $f_u=410$ à 490MPa .

2.2. Les aciers à haute adhérence (H.A.) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

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

- Limite élastique : $f_e=400\text{MPa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{MPa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

2.3. Treillis soudés :

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

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

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

3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

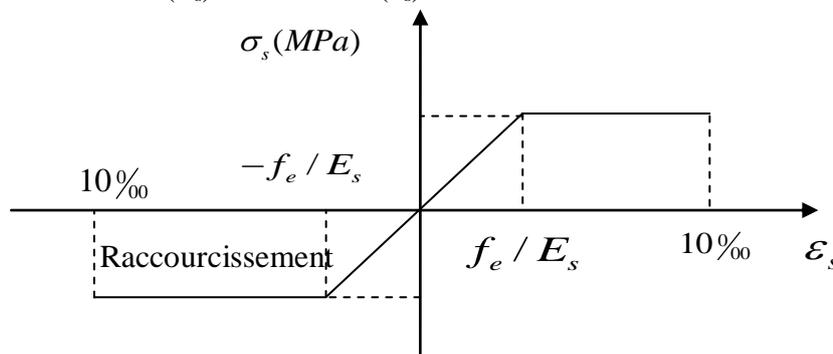


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations pour l'acier.

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s=1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s=1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

4. Contrainte limite des aciers :

➤ à l'ELU : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ à l'ELS : on distingue les cas suivants :

✓ Cas où la fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) : aucune vérification à faire.

✓ Cas où la fissuration est préjudiciable (nuisible) :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91/99 (Article A.4.5.32)}$$

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

✓ Cas où fissuration très préjudiciable (très nuisible) :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91/99 (Article A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

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

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

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

I.6. CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

1). L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA99/ Version 2003** (Règles Parasismique Algérienne).
- **CBA93** (Code du Béton Armé).
- **BAEL91/99** (Règles du Béton Armé aux États Limites).
- **DTR-BC2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

2). La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$ et $f_{t28}=2.10Mpa$.

3). Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux différentes sollicitations (verticales et horizontales), Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements algérien en vigueur (**RPA99/2003, BAEL 91/99, CBA 93,...**).

II.2. Les planchers :

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

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

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Les dalles pleines (les balcons...).

II.2.1. planchers à corps creux :

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

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

Avec : L_{max} : travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = (4.025 - 0.30) = 3.725 \Rightarrow h_t \geq \frac{372.5}{22/5} \geq 16.56 \text{ cm}$$

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

Soit : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Avec : $\begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

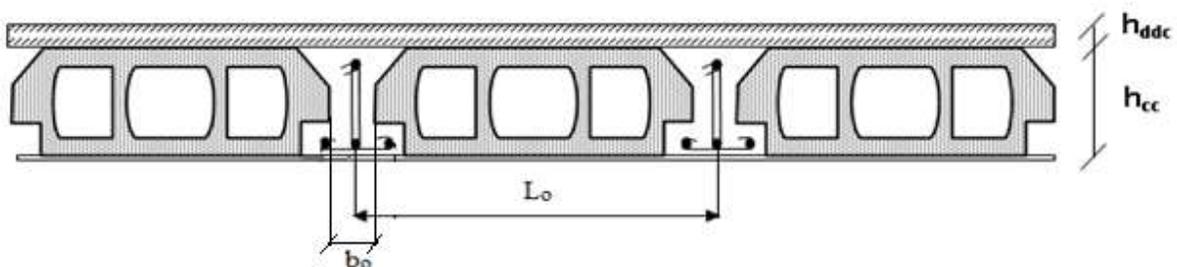


Figure II.1 : Coupe transversale dans un plancher à corps creux.

Avec : L_0 : distance entre axes des poutrelles ;

b_0 : largeur de la nervure.

• Les poutrelles :

- **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple.
- **Disposition des poutrelles :** La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :
 - ✓ Le critère de la petite portée (critère prédominant).
 - ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères précédents et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures ci-dessous :

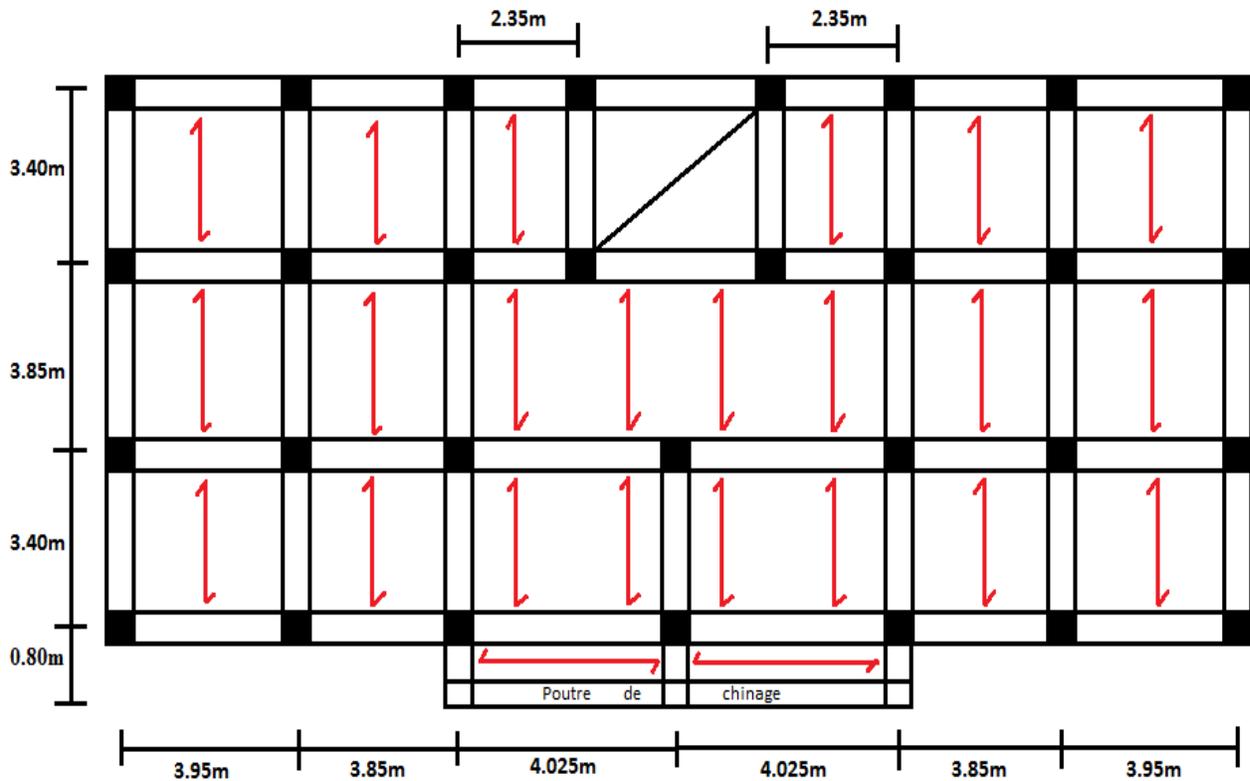


Figure II.2 : Plancher de 2^{ème} entre sol à (-6.12m) 3^{ème} entre sol à (-9.18m).

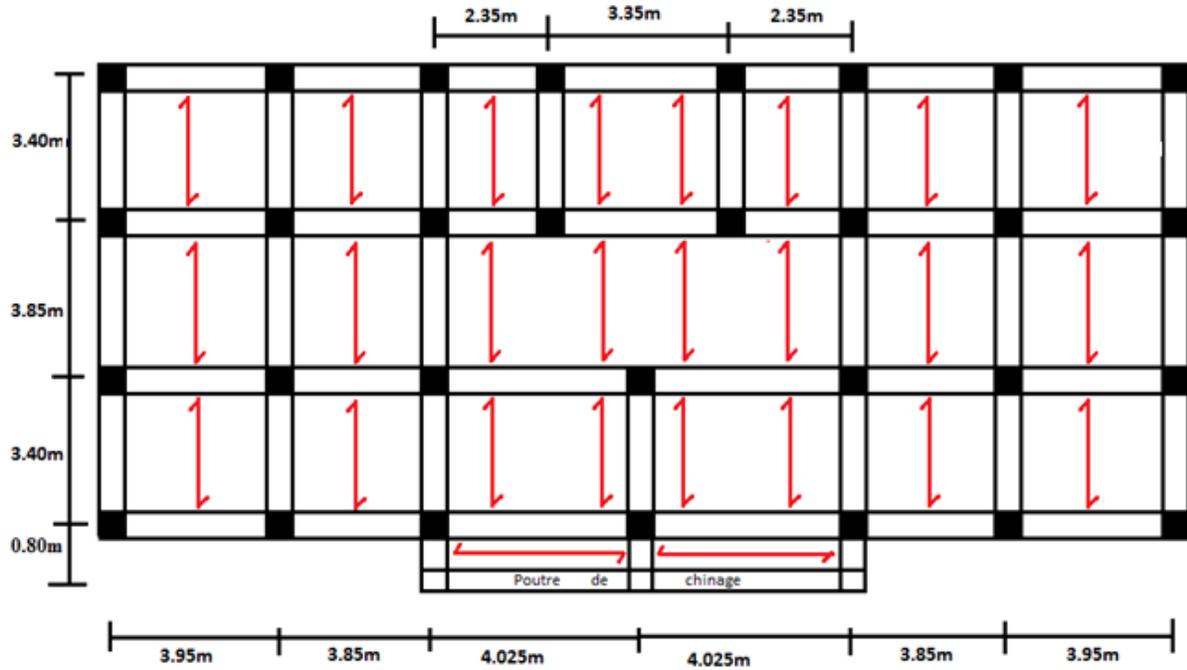


Figure II.3 : plancher de 1^{ier} entre sol en duplexe à (-3.06m).

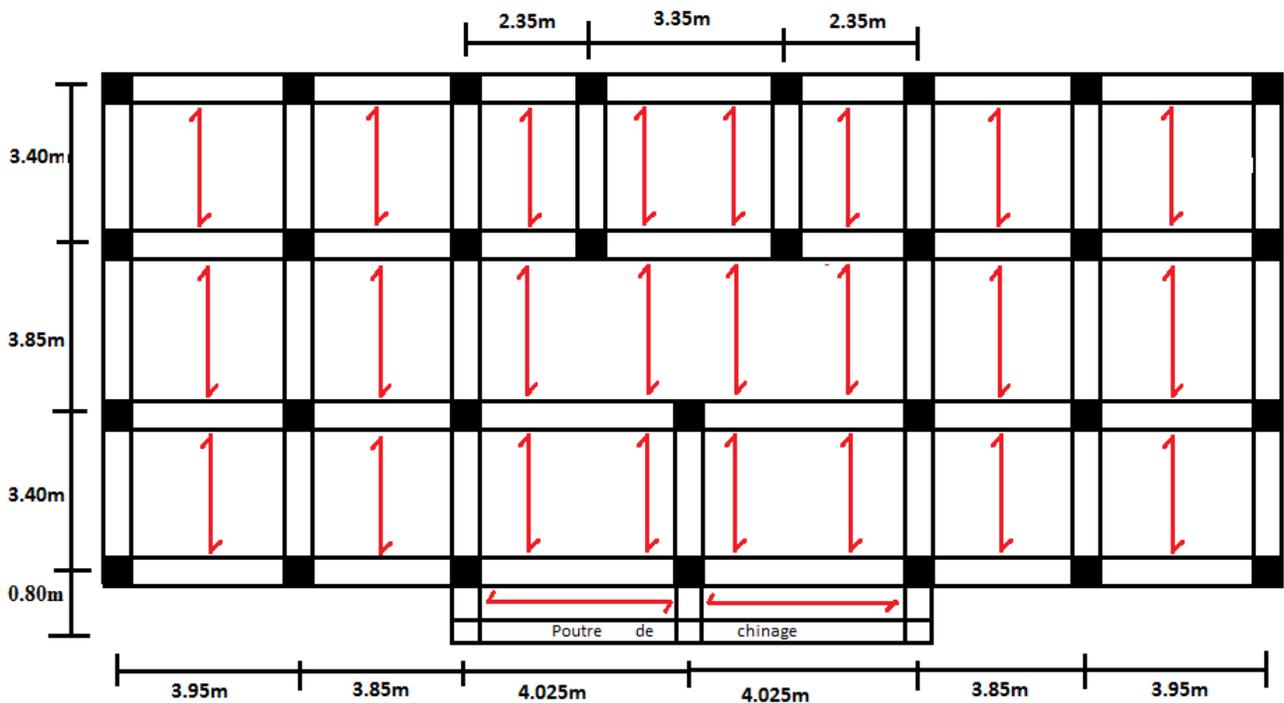


Figure II.4 : plancher de RDC (±0.00m).

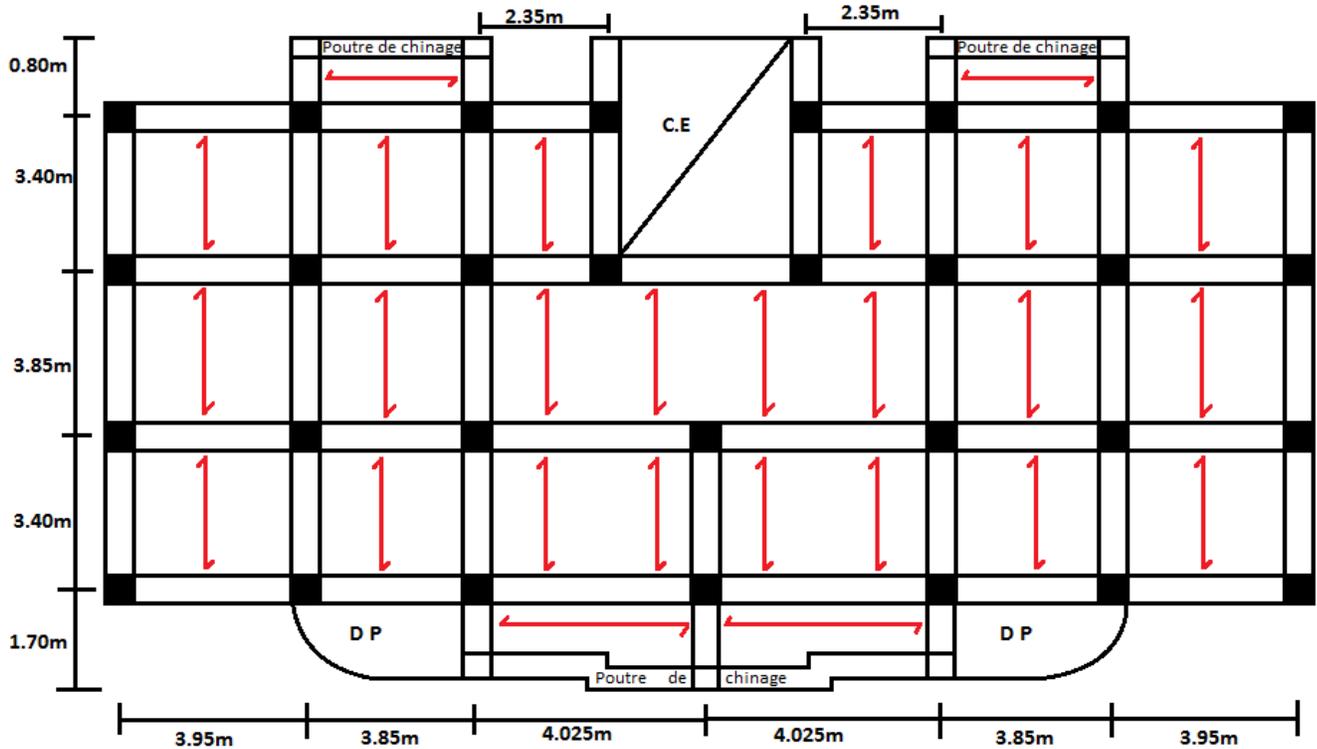


Figure II.5 : plancher de 1^{ier} étage (+4.08m), 2^{ème} étage, (+7.14m), 3^{ème} étage (+10.2m), 4^{ème} étage (+13.26m).

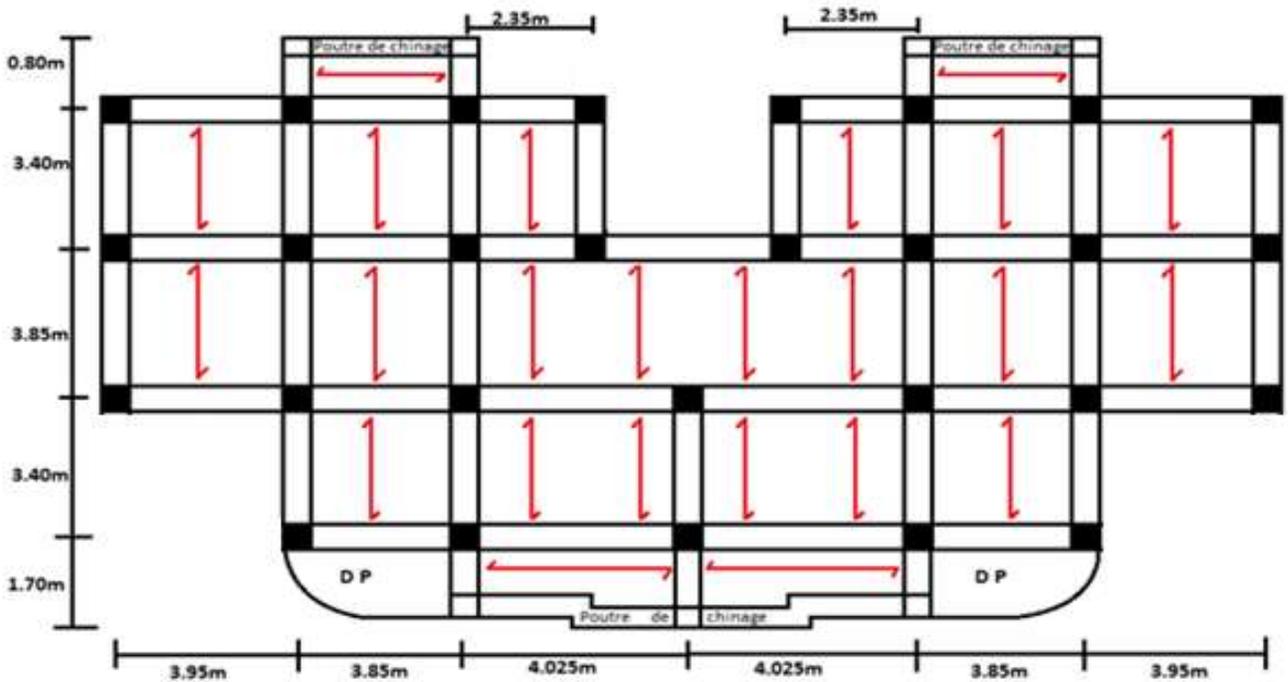


Figure II.6 : plancher de 5^{ème} étage (+16.32 m).

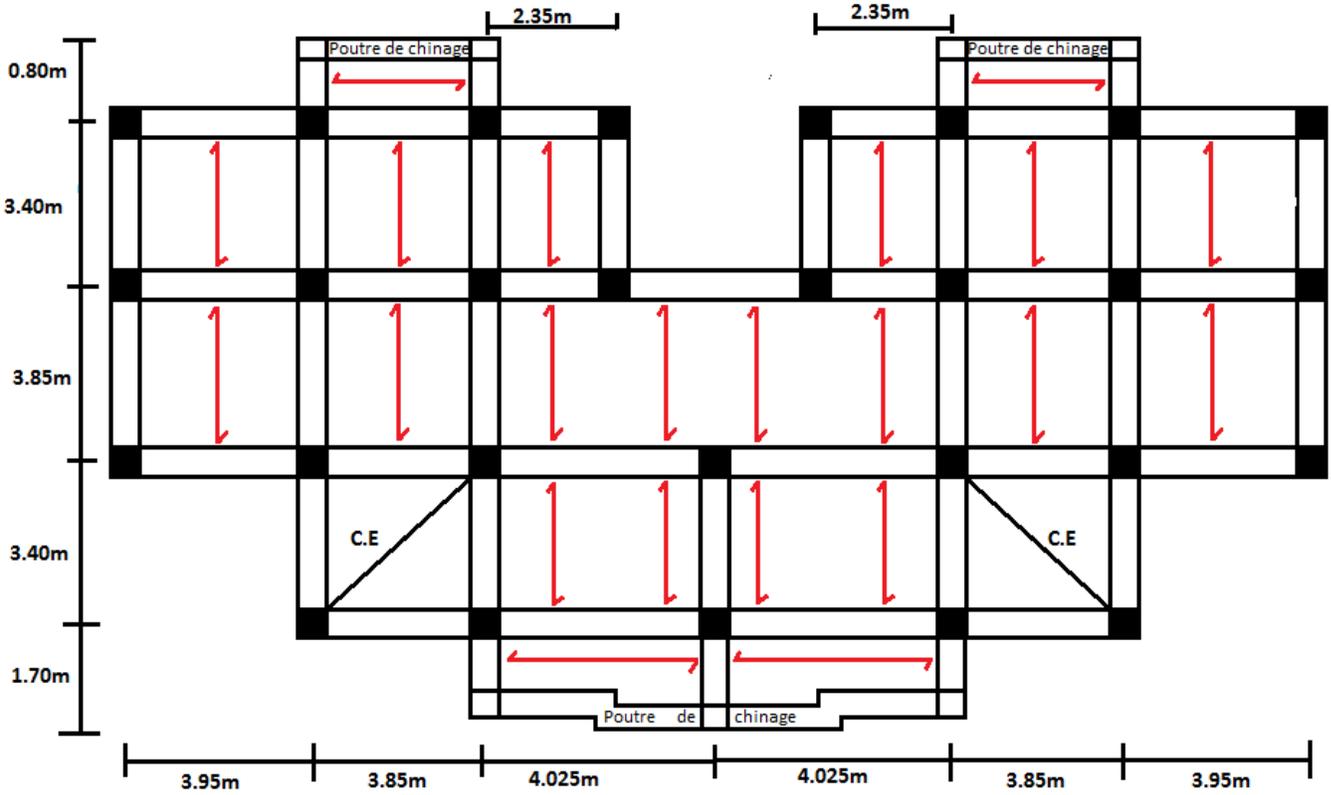


Figure II.7 : plancher de 6^{ème} étage en duplex (+19.38m).

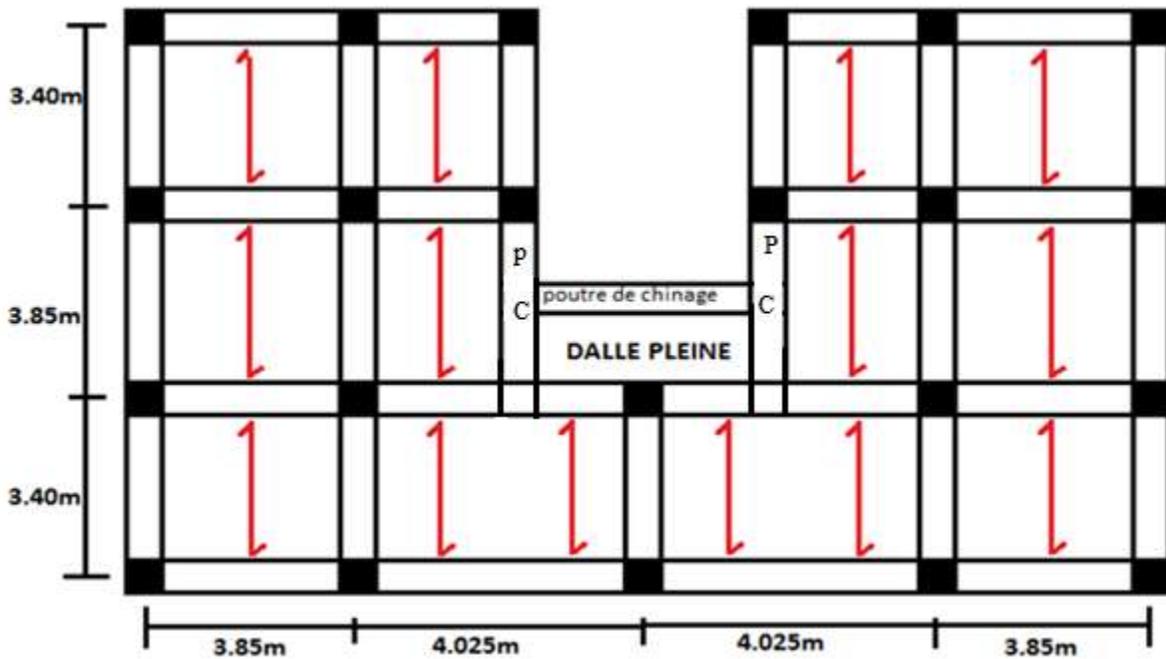


Figure II.8 : plancher toiture (+22.44m).

➤ Dimensionnement des poutrelles :

✓ Détermination de la largeur de la table de compression :

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

l_y : travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

b : Largeur de la table de compression.

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

$l_y = 3.40 - 30 = 310 \text{ cm}$.

Donc:

$$b_1 \leq \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2}; \frac{310}{10} \right] \Rightarrow b_1 \leq \min (27.5; 31)$$

Soit: $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$.

On prend: $b = 65 \text{ cm}$.

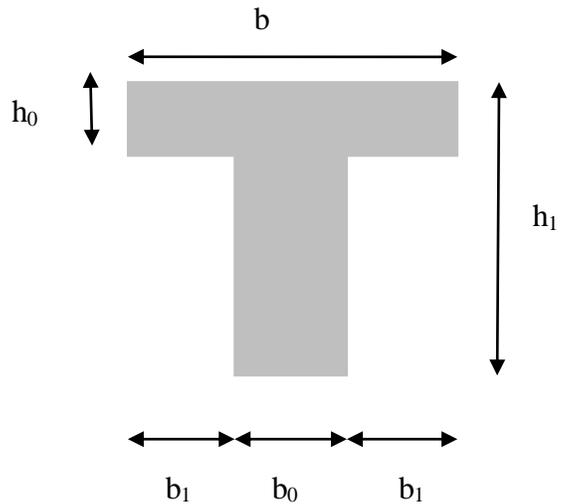


Figure II.9 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

➤ Définition : Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire, ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place.

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

✓ résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

On admet que : $e = 12 \text{ cm}$. Pour 02 heures de coupe feu.

✓ Critère de résistance :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

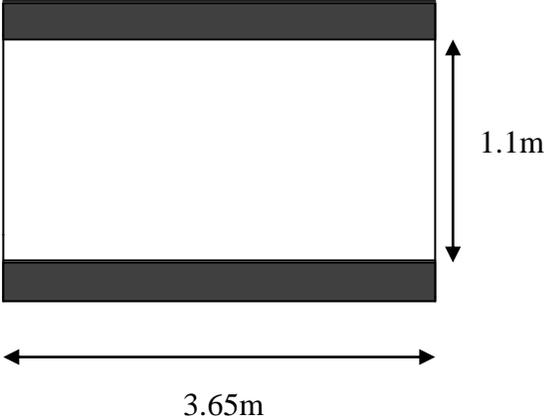
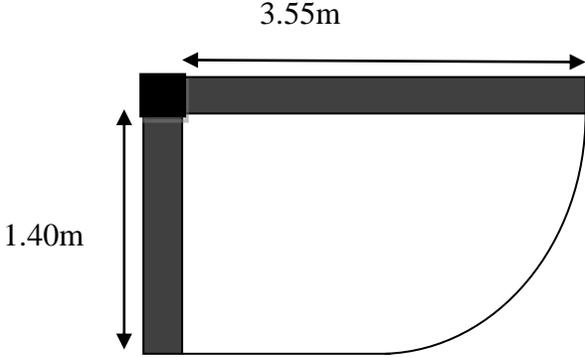
$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

L_x : est la petite portée du panneau entre nus d'appuis.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

Tableau II.1 : Les types de dalle pleine.

| Dalle sur deux appuis :(type01) | Dalle sur deux appuis :(type02) |
|--|--|
|  |  |

Dimensionnement des dalles pleines :

✓ Selon le critère de résistance :

$$\text{Dalle sur deux appuis type 1} \rightarrow e \geq \frac{110}{20} = 5.5\text{cm}$$

$$\text{Dalle sur deux appuis type 2} \rightarrow e \geq \frac{140}{20} = 7\text{cm.}$$

✓ Selon le critère de coupe de feu :

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

On adopte une épaisseur ($e = 12\text{cm}$) pour tout les planchers a dalle pleine.

II.3. Les poutres :

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

II.3.2. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

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

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 402.5 - 30 = 372.5 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 372.5 \text{ cm} \Rightarrow 24.83 \text{ cm} \leq h \leq 37.25 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

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

✓ **Vérification des dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h / b = 30 / 30 = 1 < 4$ condition vérifiée.

II.3.2. Les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 385 - 30 = 355 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 355 \text{ cm} \Rightarrow 23.66 \text{ cm} \leq h \leq 35.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

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

✓ **Vérification des dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h / b = 30 / 30 = 1 < 4$ condition vérifiée.

✓ **Vérification de la flexibilité (selon le BAEL 91/99) :**

$$h/L \geq 1/16 \text{ donc } h \geq L/16 = 372.5/16 = 23.28 \text{ cm}$$

On a $h = 30 \text{ cm} \geq 23.28 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.4. Les Poteaux :

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99/2003**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

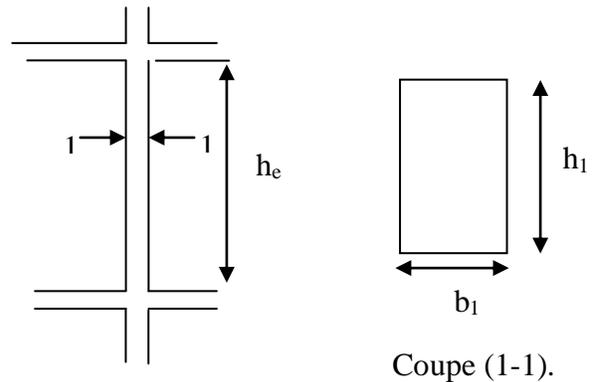


Figure II.10 : Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,06 - 0.2 = 2.86\text{m}$: pour le 2^{ème} jusqu'au 4^{ème} entres sol et du 1^{er} étages jusqu'au 5^{ème}.

$h_e = 4,08 - 0.2 = 3.88\text{m}$: pour le 1^{er} entre sol et RDC.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99/2003**.

II.5. Les voiles :

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

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

- ✓ $e \geq 15\text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- ✓ $e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots (2).$
- ✓ $L \geq 4 e \dots\dots\dots (3).$



Figure II.11: Vue en plan d'un voile.

L'épaisseur minimale (e) des voiles de contreventement est de 15cm et elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

Dans notre cas :

- **Le 1^{er} entre sol et RDC :** $h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}.$
 $e \geq 388 / 20 = 19.4\text{cm}$ alors on prend $e = 20\text{cm}.$
- **Autres niveaux :** $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}.$
 $e \geq 286 / 20 = 14.3\text{cm}$ alors on prend $e = 15\text{cm}.$

On prend $e = 20\text{cm}$ pour le RDC et les entres sol et $e = 15\text{cm}$ pour les étages courants.

II.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique. Et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ **Poids propre de l'acrotère :**

G : Poids propre de l'acrotère par ml.

S : surface de l'acrotère.

$$S_{\text{acrotère}} = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + ((0.03 \times 0.10) \times 1/2) = 0,0685 \text{m}^2.$$

• **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

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

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

$$G = 1.7125 \text{KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e \times H$$

H: périmètre de l'acrotère.

$$G = 20 \times 0.015 \times 1.40 = 0.42 \text{KN} / \text{m}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.42 = 2.1325 \text{KN/m}$$

• **La Surcharge d'exploitation :**

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

II.7. Les escaliers:

L'escalier est un ensemble de marches échelonnées qui constituent un système de passage entre les différents niveaux de la structure, ils sont réalisés en béton armé ou métallique ou en bois.

a- Les escaliers en bois :

Ce sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois.

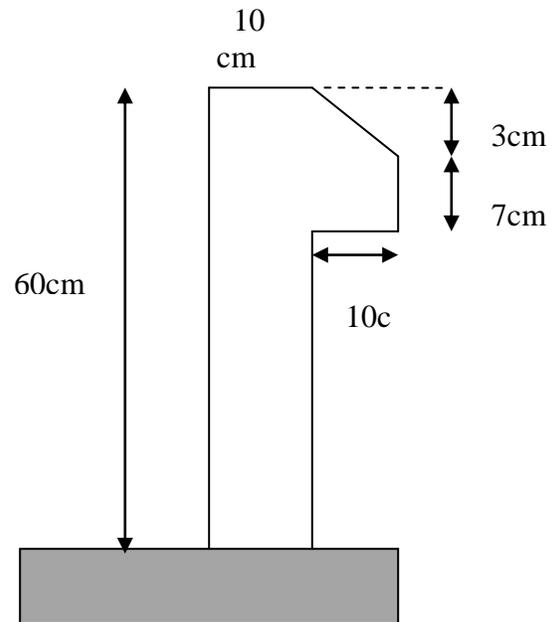


Figure II.12 : Schéma de l'acrotère.

Ce type d'escalier à deux volées et double quartier tournant est prévu pour 3^{ème} entre sol en duplexe et 5^{ème} étage en duplexe.

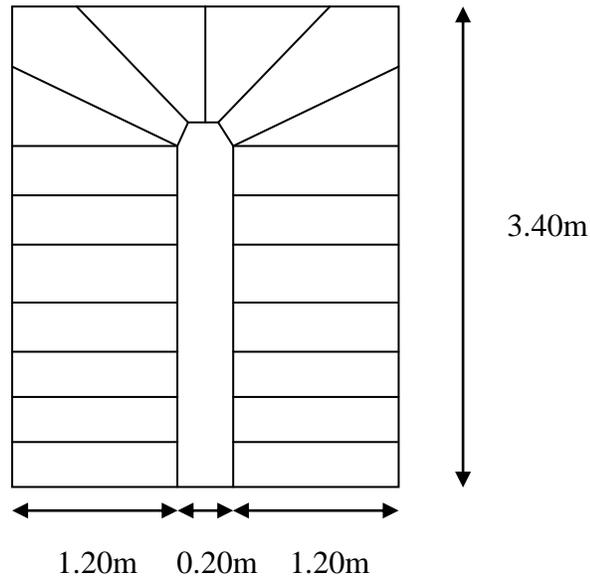


Figure II.13 : Schéma statique de l'escalier en bois des duplexes.

b- Les escaliers en béton armé :

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches. Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

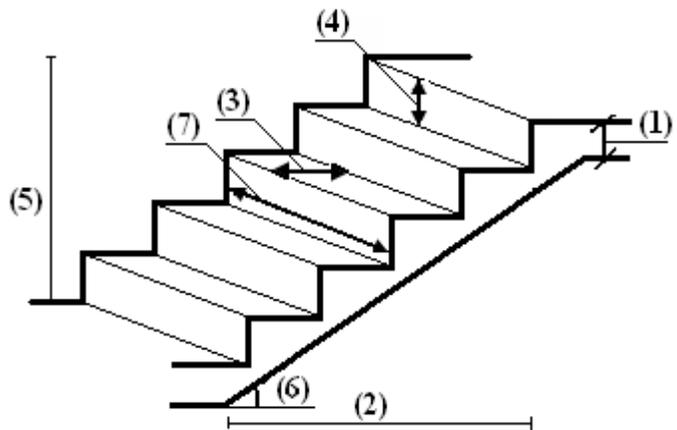


Figure II.14 : Schéma d'un escalier

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$\text{Avec : } \begin{cases} 59 < 2h + g < 66 \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée.

g: le giron.

$$h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots(01)$$

$$\text{Soit : } g + 2h = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (02)$$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$.

✓ **Type 01: Escalier au niveau de 1^{er} entre sol (entrée de service) :**

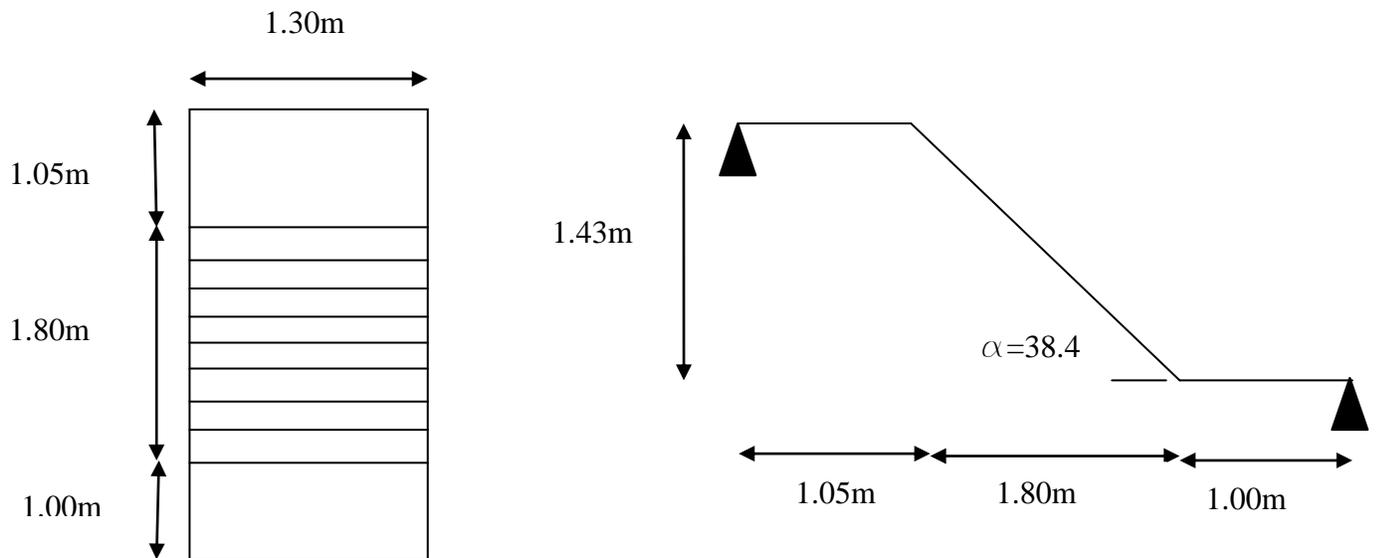


Figure II.15 : escalier de 1^{er} entre sol (entrée de service).

- La hauteur de la volée est H=143cm
- La longueur de la volée L=180cm
- giron : g= 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17 cm

1. Calcul du nombre de contre marches :

$$64n^2 - 530n + 286 = 0$$

Après la résolution, on trouve : n = 7.70

On opte pour un nombre de contre marche : n=8

2. Calcul du nombre de marche :

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

3. Calcul de l'angle α :

$$\operatorname{tg}\alpha = 143/180 = 0.794$$

$$\alpha = 38.47^\circ$$

4. Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition suivante :

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

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

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier de repos L_p .

L'_p : longueur de palier d'arrivée.

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p + L'_p = \sqrt{1.8^2 + 1.43^2} + 1.05 + 1 = 4.35\text{m}$$

$$\frac{435}{30} \leq e \leq \frac{435}{20}$$

$$14.5\text{cm} \leq e \leq 21.75\text{cm}$$

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

5. Poids de la paillasse :

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 38.47^\circ} = 4.79\text{KN/m}^2$$

6. Épaisseur du palier de repos :

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui.

1^{ère} condition de résistance :

$$e \geq \frac{L}{20}$$

Avec L : longueur de la console $L = 120\text{cm}$

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 6\text{cm.}$$

2^{ème} condition de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$ pour 2heure de coupe-feu.

On choisit l'épaisseur de palier de repos : $e = 12\text{cm}$

✓ Type 2 : 1^{er} Escalier au niveau de RDC (entrée de service) :

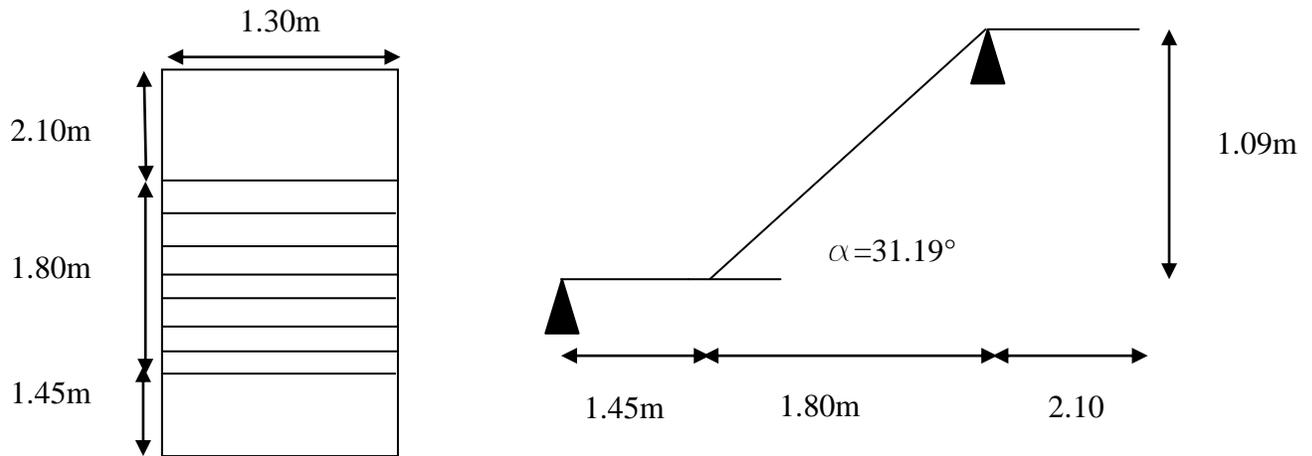


Figure II.16 : escalier RDC (entrée de service).

-h = 17 cm

-g= 30 cm

1. Calcul du nombre de contre marches : n=7 contre marches.
2. Calcul du nombre de marche : N= 6 marches.
3. Calcul de l'angle α : $\alpha = 31.19^\circ$.
4. Epaisseur de la paillasse : On prend : e = 15cm.
5. Poids de la paillasse : G =4.38KN/m².
6. Épaisseur du palier de repos : On choisit e=12cm.

✓ Type 3 : Escaliers balancés en béton armé :
-Au niveau de 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} entre sol.

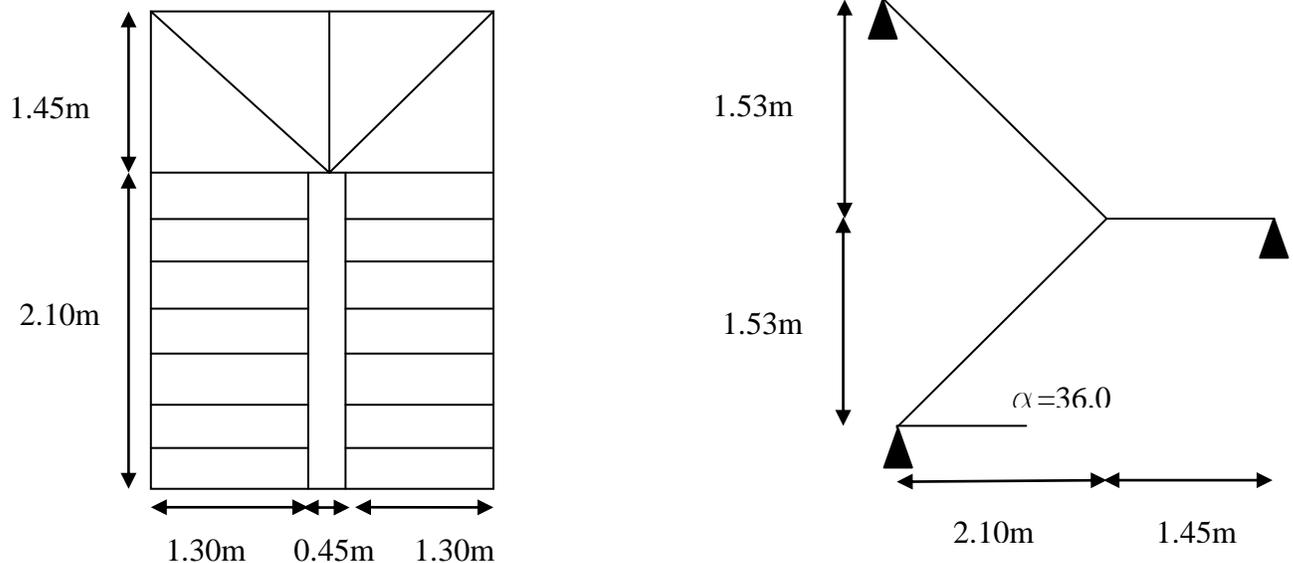


Figure II.17 : schéma statique de la 1^{ère} et 2^{ème} volées d'escalier au niveau de 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} entres sol.

-h = 17 cm

-g= 30cm

1. Calcul du nombre de contre marches : n=7 contre marches.

2. Calcul du nombre de marche : N= 6 marches.

3. Calcul de l'angle α : $\alpha = 36.08^\circ$.

6. Epaisseur de la paillasse : On prend : e = 15cm.

7. Poids de la paillasse : $G = 4.64\text{KN/m}^2$.

✓ **Type 4 : Escaliers à deux volées séparées par un palier intermédiaire en béton armé :**

- **Au niveau de RDC et étages courant :**

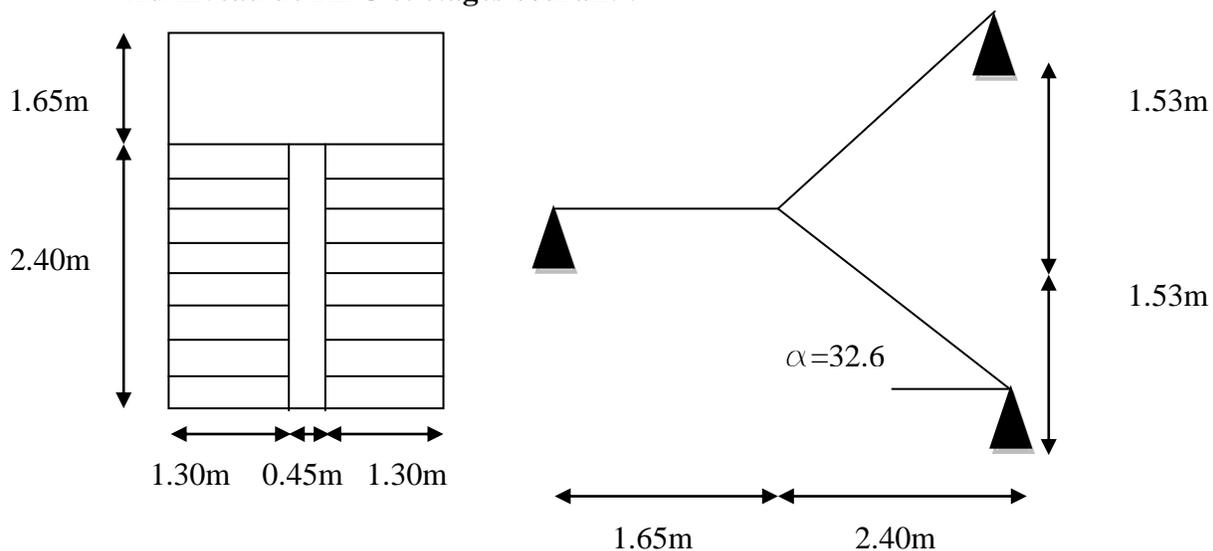


Figure II.18 : schéma statique de la 1^{ère} et 2^{ème} volées d'escalier au niveau des étages courant.

- La hauteur de la volée est H=153 cm

- La longueur de la volée est L=240cm

-g=30cm

-h=17cm

1. Calcul du nombre de contre marches : n = 8 contre marches.

2. Calcul du nombre de marche : N=7 marches.

3. Calcul de l'angle α : $\alpha = 32.65^\circ$.

4. Epaisseur de la paillasse : On prend : e = 15cm.

5. Poids de la paillasse : $G = 4.45\text{KN/m}^2$.

6. Épaisseur du palier de repos : On choisit : e=12cm.

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes (G) se calcul d'après le volume des matériaux et leurs densité La plus grande dans les conditions d'emplois.

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR charge et surcharge.

II.8.1. Evaluations des charges et des surcharges sur les planchers a corps creux :

II.8.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Le plancher terrasse inaccessible est constitué de corps creux, dalle de compression et protégé par un procédé d'étanchéité et isolation thermique.

Tableau II.2 : *Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.*

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Gravillon de protection | 5 | 20 | 1,00 |
| 02 | Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0.12 |
| 04 | Forme de pente (15%) | 10 | 22 | 2.2 |
| 05 | Isolation thermique en liège | 4 | 4 | 0.16 |
| 06 | Plancher à corps creux | (16+4) | 14.25 | 2.85 |
| 07 | Enduit en plâtre | 2 | 14 | 0.28 |
| Charge permanente totale | | | | G = 6.61 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 1.00 |

II.8.1.2.plancher terrasse accessible :

Le plancher terrasse accessible est constitué de corps creux, dalle de compression et d'un revêtement en carrelage.

Tableau II.3 : *Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.*

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Revêtement en carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| 02 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0.40 |
| 03 | Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0.12 |
| 04 | Forme de pente (15%) | 10 | 22 | 2.2 |
| 05 | Isolation thermique en liège | 4 | 4 | 0.16 |
| 06 | Plancher à corps creux | (16+4) | 14.25 | 2.85 |
| 07 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0.4 |
| Charge permanente totale | | | | G = 6.57 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 1.50 |

II.8.1.3.plancher toiture :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher la toiture.

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Ferme en bois+panes+chevrons | / | / | 0.85 |
| 02 | Plancher à corps creux | (16+4) | 14.25 | 2.85 |
| 03 | Enduit de mortier | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanente totale | | | | G = 3.97 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 1 |

II.8.1.4. Plancher étage courant ou commercial :

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage commercial ou courant.

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--|--------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Revêtement en carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| 02 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0.40 |
| 03 | Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 04 | Plancher à corps creux | (16+4) | 14.25 | 2.85 |
| 05 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0.40 |
| 06 | Cloison de séparation | 10 | 9 | 0.90 |
| Charge permanente totale | | | | G = 5.35 |
| Surcharge d'exploitation (commercial) | | | | Q = 5 |
| Surcharge d'exploitation (courant) | | | | Q = 1.5 |

II.8. 2. Evaluations des charges et surcharges sur plancher à dalle pleine :

Tableau II.6 : Évaluation des charges des dalles pleines.

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|--------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Revêtement en carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| 02 | Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 03 | Dalle pleine | 12 | 25 | 3 |
| 04 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0.40 |
| 05 | Cloison de séparation | 10 | 9 | 0.90 |
| Charge permanente totale | | | | G = 5.10 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 1.50 |

II.8.3. Evaluations des charges et surcharges sur les balcons :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

Tableau II.7 : *Évaluation des charges des balcons.*

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|--------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Revêtement en carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| 02 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0.40 |
| 03 | Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 04 | Dalle pleine | 12 | 25 | 3 |
| 05 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0.40 |
| Charge permanente totale | | | | G = 4.6 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 3.5 |

II.8.4. Evaluations des charges sur les murs extérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

Tableau II.8: *Evaluation des charges des cloisons extérieures.*

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|----------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Enduit extérieur en ciment | 2 | 20 | 0.40 |
| 02 | Brique creuse | 15 | 9 | 1.35 |
| 03 | Lame d'air | 05 | / | / |
| 04 | Brique creuse | 10 | 9 | 0.9 |
| 05 | Enduit intérieur en plâtre | 1.5 | 10 | 0.30 |
| Charge permanente totale | | | | G = 2.95 |

II.8.5. Evaluations des charges sur les murs intérieurs :

Tableau II.9: *Evaluation des charges des murs intérieurs.*

| | Désignation des éléments | Epaisseurs (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|--------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 01 | Enduit de plâtre | 2 | 20 | 0.40 |
| 02 | Brique creuse | 10 | 9 | 0.9 |
| 03 | Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0.30 |
| Charge permanente totale | | | | G = 1.6 |

II.8.6. Evaluations des charges sur l'acrotère :

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

- **Charge vertical :**

Tableau II.10 : Charge permanente revenant à l'acrotère.

| Hauteur (cm) | Epaisseur (cm) | Surface (m ²) | Poids propre (KN/ml) | Enduit ciment (KN/ml) | G Total (KN/ml) |
|--------------|----------------|---------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|
| 60 | 10 | 0.0685 | 1.7125 | 0.42 | 2.1325 |

La charge totale estimée est : $G = 2.1325 \text{ KN/ml}$.

La charge d'exploitation est : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ **DTR B.C.2.2.**

- **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ RPA99/2003 (article 6.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99/2003 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8..... **RPA99/2003 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.13 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 \Rightarrow F_p = 1.02 \text{ KN}$

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

II.8.7. Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers :

- **Charge et surcharge revenant en palier de repos :**

Tableau II.11: Evaluation des charges sur le palier de repos.

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| Carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Dalle pleine | 12 | 25 | 3.00 |
| Enduit ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| Charge permanente totale | | | G = 4.60 |
| Surcharge d'exploitation | | | Q = 2.50 |

- Charge et surcharge revenant à la volée :

Tableau II.12: Evaluation des charges sur la volée.

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------|
| Paillasse | 15/ (cos α) | 25 | 4.79 |
| Marches | 17/2 | 22 | 1.87 |
| Revêtement vertical | 2 | 22 | 0.44 |
| Revêtement horizontal | 2 | 20 | 0.44 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0.40 |
| Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0.20 |
| Gardes corps | // | // | 0.60 |
| Charge permanente totale | | | G = 8.74 |
| Surcharge d'exploitation | | | Q = 2.50 |

II.9. Descente de charges :

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

✓ Repérage des poteaux les plus sollicité :

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, on va effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. On a choisit deux poteaux P1 et P2.

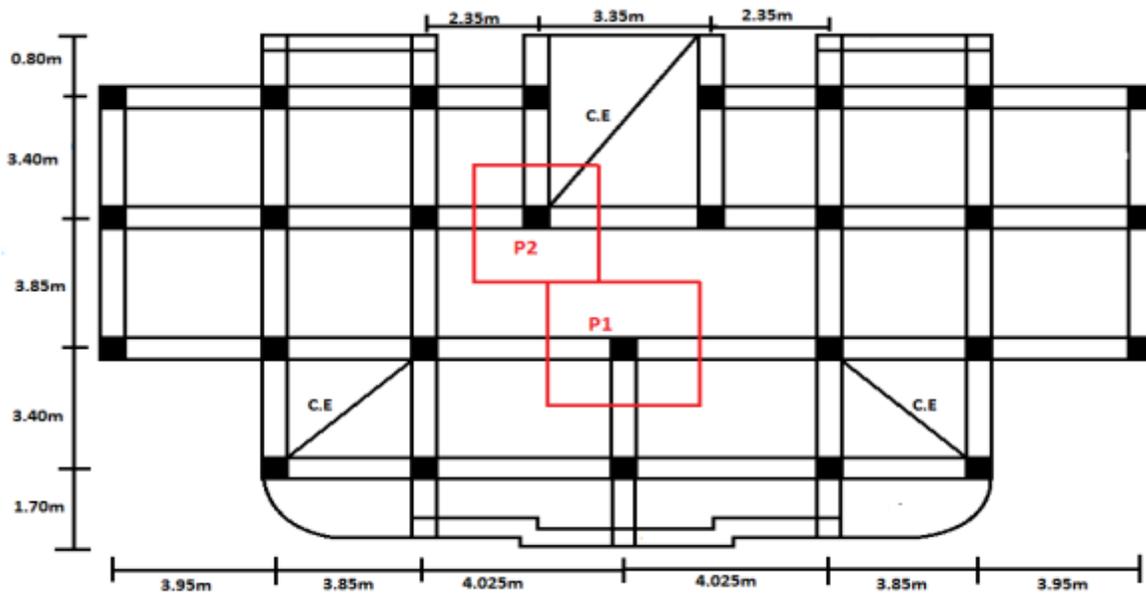


Figure II.19 : vue en plan de 5^{ème} étage en duplexe.

On fixe les sections des poteaux comme suit :

$60 \times 60\text{cm}^2$: pour le 1^{er} entre sol.

$55 \times 55\text{cm}^2$: pour le 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} entres sol.

$45 \times 45\text{cm}^2$: pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages.

$40 \times 40\text{cm}^2$: pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages.

$35 \times 35\text{cm}^2$: pour le 6^{ème} étage.

✓ Poteau P1 :

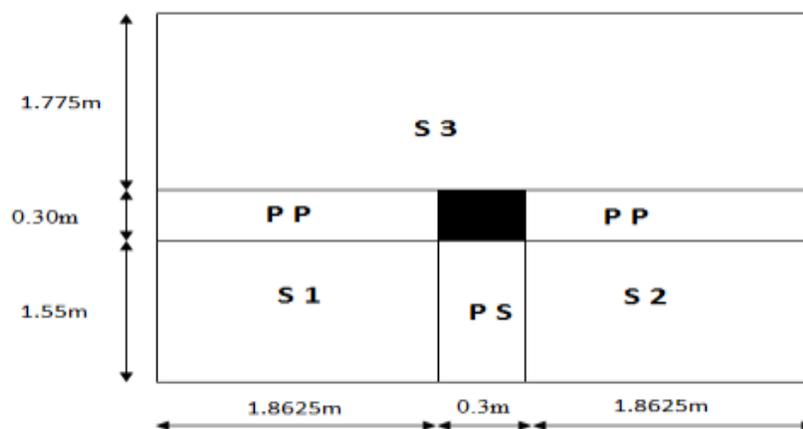


Figure II.20 : schéma de 1^{er} poteau (P1).

✓ **Les surfaces afférentes pour la charge permanente :**

$$S_{\text{planchers}} = S_1 + S_2 + S_3 = (1.8625 \times 1.55) + (1.8625 \times 1.55) + (1.775 \times 4.025)$$

$$S_{\text{planchers}} = 12.92 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = (1.8625 \times 2) = 3.725 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 1.55 \text{ m}$$

✓ **Les charges et surcharges :**

1-plancher toiture :

$$G = (4.02 \times 5.50) + (5.77 \times 3.97) = 45.02 \text{ KN}$$

$$Q = 12.92 \times 1 = 12.92 \text{ KN}$$

2-Pour autre étage à usage d'habitation :

$$G = 12.92 \times 5.35 = 69.12 \text{ KN}$$

$$Q = 12.92 \times 1.5 = 19.38 \text{ KN}$$

3-Plancher étage commercial :

$$G = 12.92 \times 5.35 = 69.12 \text{ KN}$$

$$Q = 12.92 \times 5 = 64.60 \text{ KN}$$

✓ **Poids propre des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.725 = 8.38 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.55 = 3.49 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 11.87 \text{ KN}$$

✓ **Poids des poteaux :**

$$60 \times 60 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 36.72 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 1}^{\text{er}} \text{ entre sol.}$$

$$55 \times 55 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 23.14 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 2}^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}} \text{ et } 4^{\text{ème}} \text{ entres sol.}$$

$$50 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 20.66 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le RDC.}$$

$$45 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 15.49 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour } 1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages.}$$

$$40 \times 40 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 12.24 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le } 3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}} \text{ et } 5^{\text{ème}} \text{ étages.}$$

$$35 \times 35 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 9.37 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le } 6^{\text{ème}} \text{ étage.}$$

✓ **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.13 : Descente de charge sur le poteau P1.

| Niveau | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|--------|----------------------|----------------|---------------|
| N1 | Plancher toiture | 45.02 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+9.37 | |
| | Total | 66.26 | 12.92 |
| N2 | Venant de N1 | 66.26 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+9.37 | |
| | Total | 156.62 | 32.30 |
| N3 | Venant de N2 | 156.62 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+12.24 | |
| | Total | 249.85 | 49.74 |
| N4 | Venant de N3 | 249.85 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+12.24 | |
| | Total | 343.08 | 65.25 |
| N5 | Venant de N4 | 343.08 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+12.24 | |
| | Total | 436.31 | 74.94 |
| N6 | Venant de N5 | 436.31 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+15.49 | |
| | Total | 532.79 | 85.60 |
| N7 | Venant de N6 | 532.79 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+20.66 | |
| | Total | 634.44 | 95.49 |
| N8 | Venant de N7 | 634.44 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+23.14 | |
| | Total | 738.57 | 140.38 |
| N9 | Venant de N8 | 738.57 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+23.14 | |
| | Total | 842.70 | 148.07 |
| N10 | Venant de N9 | 842.70 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+23.14 | |
| | Total | 946.83 | 158.62 |
| N11 | Venant de N10 | 946.83 | |
| | Plancher corps creux | 69.12 | |
| | Poutres+ Poteaux | 11.87+36.72 | |
| | Total | 1064.54 | 167.81 |

✓ Poteau P 2 :

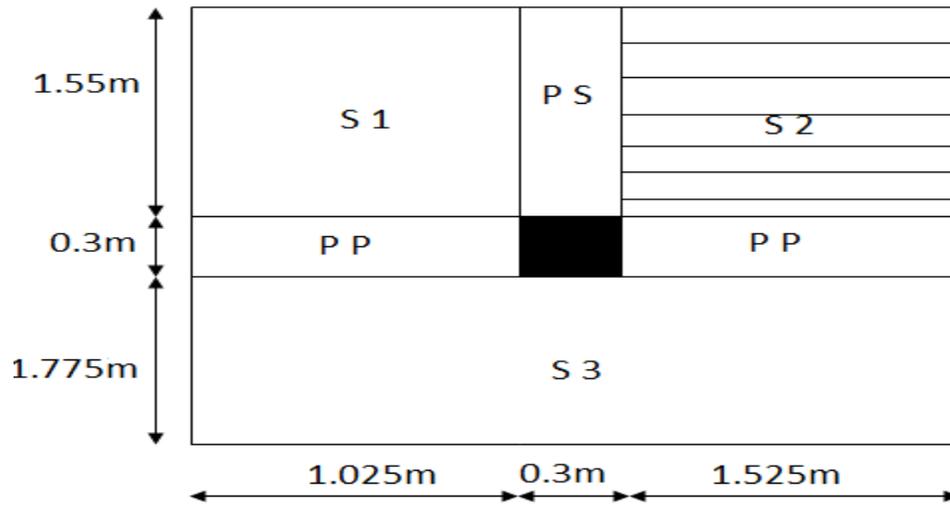


Figure II.21 : schéma de 2^{ème} poteau (P2).

✓ Les surfaces afférentes pour la charge permanente :

$$S_{\text{planchers}} = S_1 + S_3 = (1,025 \times 1,55) + (2,85 \times 1,775) = 6,65 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{escalier}} = 2,36 \text{ m}^2.$$

$$L_{\text{pp}} = (1,025 + 1,525) = 2,55 \text{ m}$$

$$L_{\text{ps}} = 1,55 \text{ m}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.14 : Descente de charge sur le poteau P2.

| Niveaux | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|--------------|-------------------------------|---------------|-------------|
| N1 | Plancher toiture | 13.53 | |
| | Poutres+ Poteaux | 5.79+9.37 | |
| | Total | 28.69 | 3.41 |
| N2 | Venant de N1 | 28.69 | |
| | Plancher corps creux | 35.56 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+9.37 | |
| Total | 82.85 | 13.38 | |
| N3 | Venant de N2 | 82.85 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.52 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+12.24 | |
| Total | 150.4 | 31.21 | |
| N4 | Venant de N3 | 150.4 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.52 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+12.24 | |
| Total | 217.95 | 47.11 | |
| N5 | Venant de N4 | 217.95 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.52 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+12.24 | |
| Total | 285.50 | 57.68 | |
| N6 | Venant de N5 | 285.50 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.52 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+15.49 | |
| Total | 356.30 | 85.60 | |
| N7 | Venant de N6 | 356.30 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.52 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+20.66 | |
| Total | 432.27 | 79.29 | |
| N8 | Venant de N7 | 432.27 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 48.21+11.32 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+23.14 | |
| Total | 524.16 | 111.62 | |
| N9 | Venant de N8 | 524.16 | |
| | Plancher corps creux | 48.21 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+23.14 | |
| Total | 604.74 | 116.21 | |
| N10 | Venant de N9 | 604.74 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.97 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+23.14 | |
| Total | 683.64 | 125.42 | |
| N11 | Venant de N10 | 683.64 | |
| | Plancher corps creux+escalier | 35.56+10.97 | |
| | Poutres+ Poteaux | 9.23+36.72 | |
| Total | 776.12 | 132.31 | |

Remarque :

On remarque que toutes les charges calculées ci-dessous sont inférieures à celle qu'on a calculé pour le poteau **P1**.

✓ **Calcul de l'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1064.54 + 1.5 \times 167.81 = 1688.84 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime

$$N_u \text{ de } 10\% \text{ tel que : } N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 1688.84 = 1857.72 \text{ KN}$$

✓ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14.20} \Rightarrow B \geq \frac{1857.72 \times 10^{-3}}{14.20} = 0.131 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.6 \times 0.6 = 0.302 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.36 \geq 0.131 \text{ m}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P1) :

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

| Niveaux | Nu (KN) | Sections (cm ²) | Condition B > B calculé | | observation |
|----------------------------|---------|-----------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------|
| | | | B (m ²) | B calculé (m ²) | |
| 1 ^{er} entre sol | 1857.72 | 60×60 | 0.36 | 0.131 | vérifiée |
| 2 ^{eme} entre sol | 1667.77 | 55×55 | 0.303 | 0.117 | vérifiée |
| 3 ^{eme} entre sol | 1495.73 | 55×55 | 0.303 | 0.105 | vérifiée |
| 4 ^{er} entre sol | 1328.40 | 55×55 | 0.303 | 0.094 | vérifiée |
| RDC | 1099.70 | 45×45 | 0.202 | 0.077 | vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 932.43 | 45×45 | 0.202 | 0.066 | vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 771.57 | 45×45 | 0.202 | 0.054 | vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 617.14 | 40×40 | 0.160 | 0.043 | vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 453.10 | 40×40 | 0.160 | 0.032 | vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 285.86 | 40×40 | 0.160 | 0.020 | vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 119.71 | 35×35 | 0.123 | 0.0084 | vérifiée |

✓ **Vérification au flambement :**

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

✓ **Vérification des poteaux de 1^{er} entre sol :**

$$l_0 = 4.08 - 0.3 = 3.78$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.78 = 2.646m.$$

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

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

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

$$\lambda = \frac{2.646}{0.173} = 15.29 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.29}{35}\right)^2} = 0.819$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1857.72 \times 10^{-3}}{0.819 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.103m^2$$

✓ **Vérification des poteaux de 2^{ème} entre sol :**

$$l_0 = 3.06 - 0.3 = 2.76$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.76 = 1.932m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.303m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.303}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{1.932}{0.159} = 12.15 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.15}{35}\right)^2} = 0.830$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1667.77 \times 10^{-3}}{0.830 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.0913m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2.5) \times (55 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.275m^2$$

$$0.275 > 0.0913$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (P1) à tous les niveaux :

Tableau. II.16 : Vérification au flambement des poteaux.

| Niveaux | Nu (KN) | Sections (cm ²) | Condition $B_r > B_r$ calculé | | observation |
|----------------------------|---------|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------|
| | | | B_r (m ²) | B_r calculé (m ²) | |
| 1 ^{er} entre sol | 1857.72 | 60×60 | 0.331 | 0.103 | vérifiée |
| 2 ^{ème} entre sol | 1667.77 | 55×55 | 0.275 | 0.0913 | vérifiée |
| 3 ^{ème} entre sol | 1495.73 | 55×55 | 0.275 | 0.0819 | vérifiée |
| 4 ^{ème} entre sol | 1328.40 | 55×55 | 0.275 | 0.0728 | vérifiée |
| RDC | 1099.70 | 45×45 | 0.181 | 0.0628 | vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 932.43 | 45×45 | 0.181 | 0.0517 | vérifiée |
| 2 ^{ème} étages | 771.57 | 45×45 | 0.181 | 0.0428 | vérifiée |
| 3 ^{ème} étages | 617.14 | 40×40 | 0.141 | 0.0345 | vérifiée |
| 4 ^{ème} étages | 453.10 | 40×40 | 0.141 | 0.0253 | vérifiée |
| 5 ^{ème} étages | 285.86 | 40×40 | 0.141 | 0.0159 | vérifiée |
| 6 ^{ème} étage | 119.71 | 35×35 | 0.106 | 0.00679 | vérifiée |

II.10. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données **RPA99/2003**, **BAEL91/99** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 12cm pour les balcons et volées d'escaliers et à 12cm pour les paliers de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur pour le RDC et les entres sol et à **15cm** pour les étages courants, les sections des poutres ont été estimé à (30×30) cm pour les principales et (30×30) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudié a la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau P1, les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

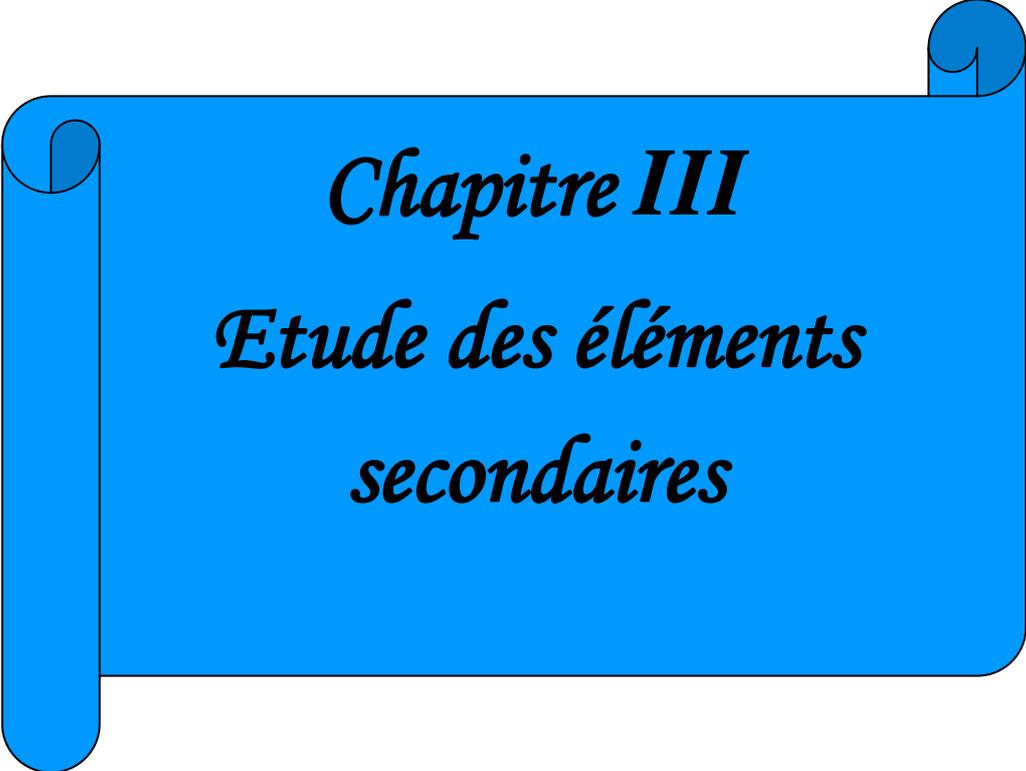
$60 \times 60 \text{ cm}^2$: Pour le 1^{er} entre sol.

$55 \times 55 \text{ cm}^2$: Pour le 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} entres sol.

$45 \times 45 \text{ cm}^2$: Pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages.

$40 \times 40 \text{ cm}^2$: Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages.

$35 \times 35 \text{ cm}^2$: Pour le 6^{ème} étage.



Chapitre III

*Etude des éléments
secondaires*

III.1. INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers à corps creux et à dalle pleine, poutre de chinage, l'acrotère et les escaliers.

III.2. ETUDES DES PLANCHERS :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

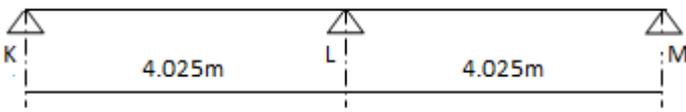
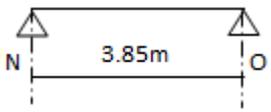
Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers à corps creux et planchers à dalles pleines (balcons).

III.2.1. Planchers à corps creux :**III.2.1.1. Les poutrelles :**

Le sens de disposition adopté dans tous les niveaux (chapitre II) donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.

| Type | Schéma statique |
|--------|---|
| Type 1 | <p>Le schéma montre une poutrelle à quatre appuis (A, B, C, D) avec des portées de 3,40m, 3,85m et 3,40m.</p> |
| Type 2 | <p>Le schéma montre une poutrelle à trois appuis (E, F, G) avec des portées de 3,85m et 3,40m.</p> |
| Type 3 | <p>Le schéma montre une poutrelle à trois appuis (H, I, J) avec des portées de 3,40m et 3,85m.</p> |

| | |
|---------------|--|
| Type 4 |  |
| Type 5 |  |
| Type 6 |  |

III.2.1.1.1 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 de Caquot

❖ la méthode forfaitaire :

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

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Vérification des conditions de (BAEL91/99 artB6.2.21). :

✓ 1^{ère} condition :

➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.61; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➔ Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.57 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6.57; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ➔ Plancher étage courant :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.35; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ➔ Plancher étage commercial :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.35; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **2^{ème} condition :**

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.40}{3.85}; \frac{3.85}{3.40} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.85}{3.40} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.40}{3.85} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{4.025}{4.025} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ✓ La 3^{ème} et la 4^{ème} condition : sont vérifiées.

Principe de la méthode forfaitaire : d'après le **BAEL 91/99**.

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes sans pondération.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de 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.

❖ **La méthode de Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également a des planchers à surcharges modérées si l'une des 3 dernières conditions n'est pas vérifiée.

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

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

Tableau III.2 : Charges et surcharges revenants aux poutrelles dans les différents planchers.

| 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 | 6.61 | 1 | 10.42 | 6.78 | 7.61 | 4.95 |
| Terrasse accessible | 6.57 | 1.5 | 11.12 | 7.23 | 8.07 | 5.25 |
| Plancher étage courants | 5.35 | 1.5 | 9.47 | 6.16 | 6.85 | 4.45 |
| Plancher étage commercial | 5.35 | 5 | 14.72 | 9.57 | 10.35 | 6.73 |
| Plancher toiture | 3.97 | 1 | 6.86 | 4.46 | 4.97 | 3.23 |

III.1.1.1.3. calcul des sollicitations :

Pour le plancher à usage commercial :

❖ **Poutrelle type 1 :**

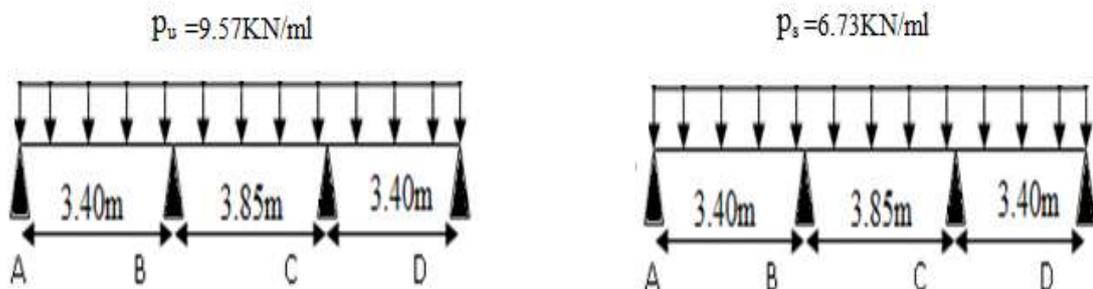


Figure III.1 : schéma statique d'une poutrelle type 1.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{9.57 \times 3.40^2}{8} = 13.83 \text{ KN.m} \right.$$

$$\text{Travée B-C : } \left\{ M_0^{BC} = \frac{9.57 \times 3.85^2}{8} = 17.73 \text{ KN.m} \right.$$

$$\text{Travée C-D : } \left\{ M_0^{CD} = \frac{9.57 \times 3.40^2}{8} = 13.83 \text{ KN.m} \right.$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ M_0^{AB} = 9.72 \text{ KN.m} \right.$$

$$\text{Travée B-C : } \left\{ M_0^{BC} = 12.47 \text{ KN.m} \right.$$

$$\text{Travée C-D : } \left\{ M_0^{CD} = 9.72 \text{ KN.m} \right.$$

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

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

Appuis intermédiaires :

$$\text{À l'ELU : } \left\{ \begin{array}{l} M_A = M_D = -0.15 \times 13.83 = -2.07 \text{ KN.m} \\ M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 17.73 = -8.87 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 17.73 = -8.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{À l'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} M_A = M_D = -0.15 \times 9.72 = -1.46 \text{ KN.m} \\ M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.47 = -6.24 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 12.47 = -6.24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.2} = 0.483$$

$$\alpha = 0.483 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.145 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.345 \end{cases}$$

$$\text{À l'ELU : } \left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{ Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{Travée A-B :} \\ M_t \geq 1.145 \times 13.83 - \frac{8.87}{2} = 11.40 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.345}{2} \times 13.83 = 9.30 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{AB} = 11.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée B-C :} \\ M_t \geq 1.145 \times 17.73 - \frac{8.87 + 8.87}{2} = 11.43 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.145}{2} \times 17.73 = 10.15 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{BC} = 11.43 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée C-D :} \\ M_t \geq 1.145 \times 13.83 - \frac{8.87}{2} = 11.40 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.345}{2} \times 13.83 = 9.30 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{CD} = 11.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

À PEELS :

$$\begin{cases} \text{Travée A-B :} \\ M_t \geq 1.145 \times 9.72 - \frac{6.24}{2} = 8.01 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.345}{2} \times 9.72 = 6.54 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{AB} = 8.01 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée B-C :} \\ M_t \geq 1.145 \times 12.47 - \frac{6.24 + 6.24}{2} = 8.04 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.145}{2} \times 12.47 = 7.14 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{BC} = 8.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée C-D :} \\ M_t \geq 1.145 \times 9.72 - \frac{6.24}{2} = 8.01 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.345}{2} \times 9.72 = 6.54 \text{KN.m} \\ M_{tu}^{CD} = 8.01 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Diagramme des moments fléchissant :**

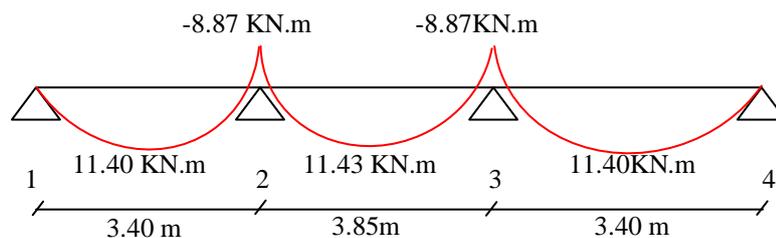


Figure III. 2 : Diagramme des moments fléchissant.

- Les efforts tranchants :

À L'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{9.57 \times 3.4}{2} = 16.27 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times V_A = -17.90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{9.57 \times 3.85}{2} = 20.26 \text{ KN} \\ V_C = -20.26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = 1.1 \times \frac{9.57 \times 3.4}{2} = 17.90 \text{ KN} \\ V_D = -16.27 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagramme des efforts tranchants :

•

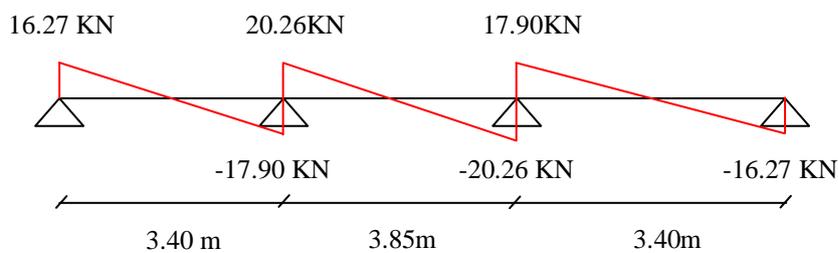


Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant.

- ✓ Plancher à usage commercial :

Type 1 :

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher commerciale à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B | 3.40 | 9.57 | 13.83 | 2.07 | -8.87 | 11.40 | 16.27 | -17.90 |
| B-C | 3.85 | 9.57 | 17.73 | 8.87 | -8.87 | 11.43 | 20.26 | -20.26 |
| C-D | 3.40 | 9.57 | 13.83 | 8.87 | -2.07 | 11.40 | 17.90 | -16.27 |

Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher commerciale à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| A-B | 3.40 | 6.73 | 9.27 | 1.46 | -6.24 | 8.01 |
| B-C | 3.85 | 6.73 | 12.47 | 6.24 | -6.24 | 8.04 |
| C-D | 3.40 | 6.73 | 9.27 | 6.24 | -1.46 | 8.01 |

Type 4 :**Tableau III.5 :** Sollicitations des poutrelles type 04 de plancher commerciale à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| K-L | 4.025 | 9.57 | 19.38 | 2.91 | -11.63 | 16.37 | 19.15 | -22.15 |
| L-M | 4.025 | 9.57 | 19.38 | 11.63 | -2.91 | 16.37 | 22.15 | -19.26 |

Tableau III.6 : Sollicitations des poutrelles type 04 de plancher commerciale à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| K-L | 4.025 | 6.73 | 13.62 | 2.04 | -8.17 | 11.51 |
| L-M | 4.025 | 6.73 | 13.62 | 8.17 | -2.04 | 11.51 |

✓ **Planchers terrasse inaccessible :**

Dans notre projet la terrasse inaccessible est présente dans le plancher de 5^{ème} étage en duplexe.

Type 2 :**Tableau III.7 :** Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher inaccessible à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| E-F | 3.85 | 6.78 | 12.56 | 1.88 | -7.54 | 9.41 | 13.05 | -15.01 |
| F-G | 3.40 | 6.78 | 9.80 | 7.54 | -1.47 | 6.51 | 13.25 | -11.52 |

Tableau III.8 : Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher inaccessible à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| E-F | 3.85 | 4.95 | 9.17 | 1.38 | -5.50 | 6.87 |
| F-G | 3.40 | 4.95 | 7.15 | 5.50 | -1.07 | 4.76 |

✓ **Planchers terrasse accessible:**

Dans notre projet la terrasse accessible est présente dans les planchers de 2^{ème} et 3^{ème} entres sol.

Type 1 :**Tableau III.9 :** Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher accessible à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.40 | 7.23 | 10.45 | 1.58 | -6.70 | 7.69 | 12.29 | -13.52 |
| B-C | 3.85 | 7.23 | 13.40 | 6.70 | -6.70 | 7.45 | 15.31 | -15.31 |
| C-D | 3.40 | 7.23 | 10.45 | 6.70 | -1.58 | 7.69 | 13.52 | -12.29 |

Tableau III.10: Sollicitations des poutrelles type 02 de plancher accessible à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.40 | 5.25 | 7.59 | 1.14 | -4.87 | 5.58 |
| B-C | 3.85 | 5.25 | 9.73 | 4.87 | -4.87 | 5.40 |
| C-D | 3.40 | 5.25 | 7.59 | 4.87 | -1.14 | 5.58 |

✓ Planchers étage courant (à usage d'habitation) :

Type 1 :

Tableau III.11 : Sollicitations des poutrelles type 01 des planchers d'habitations à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.40 | 6.16 | 8.90 | 1.34 | -5.71 | 6.63 | 10.47 | -11.52 |
| B-C | 3.85 | 6.16 | 11.41 | 5.71 | -5.71 | 6.45 | 13.04 | -13.04 |
| C-D | 3.40 | 6.16 | 8.90 | 5.71 | -1.34 | 6.63 | 11.52 | -10.47 |

Tableau III.12 : Sollicitations des poutrelles type 01 des planchers d'habitations à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.40 | 4.45 | 6.43 | 0.96 | -4.13 | 4.79 |
| B-C | 3.85 | 4.45 | 8.25 | 4.13 | -4.13 | 4.66 |
| C-D | 3.40 | 4.45 | 6.43 | 4.13 | -0.96 | 4.79 |

Type 2 :

Tableau III.13 : Sollicitations des poutrelles type 02 des planchers d'habitations à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| E-F | 3.85 | 6.16 | 11.41 | 1.71 | -6.85 | 8.73 | 11.86 | -13.64 |
| F-G | 3.40 | 6.16 | 8.90 | 6.85 | -1.34 | 6.06 | 12.05 | -10.47 |

Tableau III.14 : Sollicitations des poutrelles type 02 des planchers d'habitations à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| E-F | 3.85 | 4.45 | 8.25 | 1.24 | -4.95 | 6.32 |
| F-G | 3.40 | 4.45 | 6.43 | 4.95 | -0.96 | 4.38 |

Type 3 :

Tableau III.15 : Sollicitations des poutrelles type 03 des planchers d'habitations à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| H-I | 3.40 | 6.16 | 11.41 | 6.85 | -1.34 | 8.73 | 12.05 | -10.47 |
| I-J | 3.85 | 6.16 | 8.90 | 1.71 | -6.85 | 6.06 | 11.86 | -13.64 |

Tableau III.16 : Sollicitations des poutrelles type 03 des planchers d'habitations à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| H-I | 3.40 | 4.45 | 6.43 | 0.96 | -4.95 | 4.38 |
| I-J | 3.85 | 4.45 | 8.25 | 4.95 | -1.24 | 6.32 |

Type 4 :

Tableau III.17: Sollicitations des poutrelles type 04 des planchers d'habitations à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| K-L | 4.025 | 6.16 | 12.47 | 1.87 | -7.48 | 9.55 | 12.39 | -14.25 |
| L-M | 4.025 | 6.16 | 12.47 | 7.48 | -1.87 | 9.55 | 14.25 | -12.39 |

Tableau III.18 : Sollicitations des poutrelles type 04 des planchers d'habitations à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| K-L | 4.025 | 4.45 | 9.02 | 1.35 | -5.41 | 6.91 |
| L-M | 4.025 | 4.45 | 9.02 | 5.41 | -1.35 | 6.91 |

Type 5:

Tableau III.19 : Sollicitations des poutrelles type 05 des planchers d'habitations à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| O-P | 3.85 | 6.16 | 11.41 | 1.71 | -1.71 | 14.44 | 11.85 | -11.85 |

Tableau III.20 : Sollicitations des poutrelles type 05 des planchers d'habitations à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| O-P | 3.85 | 4.45 | 8.25 | 1.24 | -1.24 | 10.44 |

✓ Planchers toiture :

Type 1 :

Tableau III.21 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher toiture à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.40 | 4.46 | 6.44 | 0.97 | -4.13 | 4.77 | 7.58 | -8.34 |
| B-C | 3.85 | 4.46 | 8.26 | 4.13 | -4.13 | 4.63 | 9.44 | -9.44 |
| C-D | 3.40 | 4.46 | 6.44 | 4.13 | -0.97 | 4.77 | 8.34 | -7.58 |

Tableau III.22 : Sollicitations des poutrelles type 01 de plancher toiture à l'ELS.

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| A-B | 3.40 | 3.23 | 4.67 | 0.70 | -2.99 | 3.45 |
| B-C | 3.85 | 3.23 | 5.99 | 2.99 | -2.99 | 3.35 |
| C-D | 3.40 | 3.23 | 4.67 | 2.99 | -0.70 | 3.45 |

Type 6 :

Tableau III.23 : Sollicitations des poutrelles type 06 de plancher toiture à l'ELU.

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| O-P | 3.40 | 4.46 | 6.44 | 0.97 | -0.97 | 8.12 | 7.58 | -7.58 |

Tableau III.24 : Sollicitations des poutrelles type 06 de plancher toiture à l'ELS.

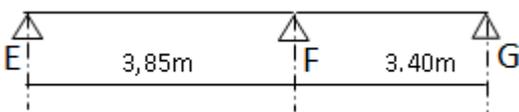
| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| O-P | 3.40 | 3.23 | 4.67 | 0.70 | -0.70 | 5.89 |

- Sollicitation maximales :

Les résultats de calcul pour toutes les poutrelles dans les différents planchers à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.25 : Sollicitations maximal dans les différentes poutrelles.

| Poutrelle de plancher à usage commerciale | | | | | |
|---|--|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 4 |  | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -11.63 | 16.37 | 22.15 | 11.51 | -8.17 |

| Poutrelle de plancher terrasse inaccessible | | | | | |
|---|--|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 2 |  | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -7.53 | 9.41 | 15.00 | 6.87 | -5.50 |

| Poutrelle de plancher terrasse accessible | | | | | |
|---|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 1 | | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -6.70 | 7.69 | 15.31 | 5.58 | -4.87 |

| Poutrelle de plancher toiture | | | | | |
|-------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 1 | | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -4.13 | 4.77 | 9.44 | 3.45 | -2.99 |

| | | | | | |
|--------|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 6 | | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -0.97 | 8.12 | 7.58 | 5.89 | -0.70 |

| Poutrelle de plancher à usage d'habitation | | | | | |
|--|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 4 | | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -7.48 | 9.55 | 14.25 | 6.91 | -5.41 |

| | | | | | |
|--------|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| Type 5 | | | | | |
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| | -1.71 | 14.44 | 11.85 | 10.44 | -1.24 |

III.1.1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 4 sur 3 appuis du plancher à usage commerciale qui est sollicité par :

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_{\max}^t = 16.37 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^a = -11.63 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 22.15 \text{ KN} \\ M_a^{riv} = -2.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Caractéristiques géométriques de la nervure :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

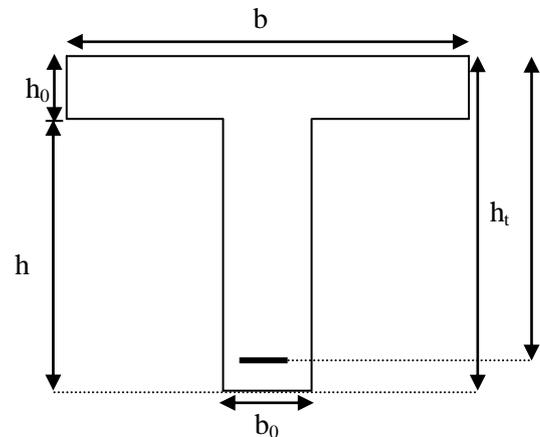


Figure III. 4 : schéma statique d'une poutrelle.

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

Calcul à l'ELU :

a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 16.37 \text{ KN.m}$$

→ 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 (20 × 65) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.37 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0547$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0547$$

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

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

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0547}}{0.8} = 0.0704$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{16.37 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0704) \times 348} \Rightarrow A_s = 2.689 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_s = 2.689 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_s = 2.689 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{2HA12+1HA10=3.05 \text{ cm}^2}$$

En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, 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 (0.1×0.20) m^2 .

b. 1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = -11.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.253 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.253 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.253}}{0.8} = 0.371$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.371) \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s^a = 2.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 2.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

On adopte : $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

b. 2) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -2.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.91 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.063 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.081$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{2.91 \times 10^{-3}}{0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.081) \times 348} = 0.480 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0.480 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée. On prend } \mathbf{1T10} = 0.79 \text{ cm}^2.$$

Vérification a L'ELU :

$$\bullet \text{ Cisaillement : } \begin{cases} V^{\max} = 22.15 \text{ KN} \\ \tau_U = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{22.15 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.231 \text{ MPa} \\ \tau_U = 1.231 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Soit : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$. (Étrier $\phi 6$)

$$\text{Calcul de l'espacement : } \quad St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 30.34 \text{ cm} \end{cases}$$

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

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

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

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{22.15 \cdot 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.464 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

➤ Au niveau de l'appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 22.15 \times 10^{-3} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.64 \text{ cm}^2. \text{ Or, } A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 2.69 + 0.79$$

$$A_l = 3.48 \text{ cm}^2 > 0.64 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[22.15 - \frac{11.63}{0.9 \times 0.18}\right] = -0.1427 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.1427 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

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

La condition à vérifier est :

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

Avec : $a = 0.9d = 0.162\text{m}$.

$$V_u = 22.15\text{KN} \leq 108.13\text{KN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.26 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher à usage commerciale.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{Min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix de section |
| 01 | Travée | 0.038 | 0.048 | 0.176 | 1.85 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | 0.57 | Etrier Ø6 |
| | App rive | 0.045 | 0.058 | 0.175 | 0.338 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.193 | 0.271 | 0.160 | 1.588 | 1HA10+1HA12=1.92 | 0.217 | | |
| 04 | Travée | 0.055 | 0.070 | 0.175 | 2.689 | 2HA12+1HA10=3.05 | 1.413 | | |
| | App rive | 0.063 | 0.082 | 0.174 | 0.480 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.253 | 0.371 | 0.153 | 2.180 | 2HA12=2.26 | 0.217 | | |

Tableau III.27 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher à usage d'habitation.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|---------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{Min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix de section |
| 01 | Travée | 0.022 | 0.028 | 0.178 | 1.070 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | 0.57 | Etrier Ø6 |
| | App rive | 0.029 | 0.037 | 0.177 | 0.217 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.124 | 0.166 | 0.168 | 0.976 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |
| 02 ; 03 | Travée | 0.029 | 0.037 | 0.177 | 1.415 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | | |
| | App rive | 0.037 | 0.047 | 0.176 | 0.278 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.149 | 0.203 | 0.165 | 1.189 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |
| 04 | Travée | 0.031 | 0.041 | 0.177 | 1.549 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | | |
| | App rive | 0.041 | 0.052 | 0.177 | 0.305 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.163 | 0.223 | 0.164 | 1.311 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |
| 05 | Travée | 0.048 | 0.062 | 0.175 | 2.365 | 2HA12+1HA8=2.76 | 1.413 | | |
| | App rive | 0.037 | 0.047 | 0.177 | 0.278 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |

Tableau III.28 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{min} (cm ²) | A (cm ²) | choix de section |
| 02 | Travée | 0.031 | 0.039 | 0.177 | 1.527 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | 0.57 | Étrier Ø6 |
| | App rive | 0.041 | 0.052 | 0.176 | 0.307 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.164 | 0.225 | 0.163 | 1.323 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |

Tableau III.29 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse accessible.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix de section |
| 01 | Travée | 0.026 | 0.033 | 0.178 | 1.243 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | 0.57 | Étrier Ø6 |
| | App rive | 0.034 | 0.044 | 1.177 | 0.257 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.147 | 0.200 | 0.166 | 1.177 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |

Tableau III.30 : Calcul de ferrailage des poutrelles de plancher toiture (6^{ème} du duplexe).

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix de section |
| 01 | Travée | 0.016 | 0.020 | 0.179 | 0.768 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.413 | 0.57 | Étrier Ø6 |
| | App rive | 0.021 | 0.027 | 0.178 | 0.157 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.089 | 0.118 | 0.172 | 0.692 | 2HA10=1.57 | 0.217 | | |
| 06 | Travée | 0.048 | 0.062 | 0.175 | 2.364 | 2HA12+1HA8=2.76 | 1.413 | 0.57 | Étrier Ø6 |
| | App rive | 0.037 | 0.047 | 0.177 | 0.278 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |

Tableau III.31 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.

| Type | Cisaillement | Armature transversale | espacement | Jonction table nervure | Armatures longitudinales Aux appuis | |
|--|---|--|-------------------------------------|--|---|---|
| | | | | | Appui intermédiaire | Appui de Rive |
| Vérification | $\tau_U = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$ | $\Phi \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \Phi L : \frac{b_0}{10} \right)$ | $St \leq \min (0.9d, 40 \text{cm})$ | $\tau_U = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9bh_0d}$ $\bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$ | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$ | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$ |
| Plancher à usage commerciale $V_u^{\max} = 22.15 \text{MPa}$ a | $\tau_u = 1.23 \text{MPa}$ Vérifiée | un étrier Φ_6 avec $A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2$ | $St = 15 \text{cm}$ | $\tau_u = 1.45 \text{MPa}$ Vérifiée | $A_l = 5.31 \text{Cm}^2$ $A_l \geq -0.14 \text{Cm}^2$ Vérifiée | $A_l = 5.31 \text{Cm}^2$ $A_l \geq 0.01 \text{Cm}^2$ Vérifiée |
| Plancher à usage d'habitation $V_u^{\max} = 14.25 \text{MPa}$ | $\tau_u = 0.79 \text{MPa}$ Vérifiée | un étrier Φ_6 avec $A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2$ | $St = 15 \text{cm}$ | $\tau_u = 0.93 \text{MPa}$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq -0.09 \text{Cm}^2$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq 0.007 \text{Cm}^2$ Vérifiée |
| Plancher terrasse accessible $V_u^{\max} = 15.31 \text{MPa}$ a | $\tau_u = 0.85 \text{MPa}$ Vérifiée | un étrier Φ_6 avec $A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2$ | $St = 15 \text{cm}$ | $\tau_u = 1 \text{MPa}$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq -0.11 \text{Cm}^2$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq 0.016 \text{Cm}^2$ Vérifiée |
| Plancher terrasse inaccessible $V_u^{\max} = 15 \text{MPa}$ | $\tau_u = 0.83 \text{MPa}$ Vérifiée | un étrier Φ_6 avec $A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2$ | $St = 15 \text{cm}$ | $\tau_u = 0.98 \text{MPa}$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq -0.09 \text{Cm}^2$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq 0.007 \text{Cm}^2$ Vérifiée |
| Plancher toiture $V_u^{\max} = 9.44 \text{MPa}$ | $\tau_u = 0.52 \text{MPa}$ Vérifiée | un étrier Φ_6 avec $A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2$ | $St = 15 \text{cm}$ | $\tau_u = 0.62 \text{MPa}$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq -0.05 \text{Cm}^2$ Vérifiée | $A_l = 3.64 \text{Cm}^2$ $A_l \geq 0.01 \text{Cm}^2$ Vérifiée |

Vérification à l'ELS :

On prend comme exemple la poutrelle type 4 sur 3 appuis du plancher à usage commerciale

qui est sollicité par :

$$\begin{cases} M_{Tser}^{Max} = 11.51 \text{KN.m} \\ M_{Aser}^{Max} = -8.17 \text{KN.m} \end{cases}$$

Il y a lieu de vérifier :

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

▪ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du

béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

En travée :

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.205 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T.}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 3.05 + (65 - 10) \times 4) y - 15 \times 3.05 \times 18 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.39 \text{ cm.}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.39^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.39 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.39)^2 \Rightarrow I = 8890.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.51 \times 4.39 \times 10^3}{8890.84} = 5.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Aux appuis :

Appuis intermédiaires :

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.26) \times y - 15 \times 2.26 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 8.17 \text{ cm.}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 8.17^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 8.17)^2 \Rightarrow I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.17 \times 8.17 \times 10^3}{5093.51} = 13.10 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Appuis de rive :

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79 \times y - 15 \times 0.79 \times 18) = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm.}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.45)^2 \Rightarrow I = 2406.00 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.46 \times 5.45 \times 10^3}{2406.00} = 3.31 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : vérification des contraintes dans le béton.

| plancher | Type | Position | $M_{service}$ | A_s | y | I | σ_b | $\bar{\sigma}_b$ | Observation |
|--------------------------------|------|-----------|---------------|-----------------|------|-----------------|------------|------------------|-------------|
| | | | KN.m | Cm ² | cm | Cm ⁴ | MPa | MPa | |
| à usage commerciale | 04 | Travée | 11.51 | 3.05 | 4.39 | 8890.84 | 5.68 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 8.17 | 2.26 | 8.17 | 5093.53 | 13.10 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 2.04 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 4.62 | 15 | vérifiée |
| Terrasse accessible | 01 | Travée | 5.58 | 2.07 | 3.71 | 7446.49 | 2.78 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 4.87 | 1.57 | 3.32 | 6174.72 | 2.62 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.14 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 2.58 | 15 | vérifiée |
| plancher terrasse inaccessible | 02 | Travée | 6.87 | 2.07 | 3.71 | 7446.49 | 3.42 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 5.50 | 1.57 | 3.32 | 6174.72 | 2.96 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.07 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 2.42 | 15 | vérifiée |
| à usage d'habitation | 04 | Travée | 6.91 | 2.07 | 3.71 | 7446.49 | 3.44 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 5.41 | 1.57 | 3.32 | 6174.72 | 2.91 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.35 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 3.06 | 15 | vérifiée |
| | 05 | Travée | 10.44 | 2.76 | 4.20 | 8131.18 | 5.39 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.24 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 2.81 | 15 | vérifiée |
| plancher toiture | 01 | Travée | 3.45 | 2.07 | 3.71 | 7446.49 | 1.72 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 2.99 | 1.57 | 3.32 | 6174.72 | 1.61 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 0.70 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 1.59 | 15 | vérifiée |
| | 06 | Travée | 5.89 | 2.76 | 4.20 | 8131.18 | 3.04 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 0.70 | 0.79 | 5.45 | 2406.00 | 1.59 | 15 | vérifiée |

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91/99 (art.6.3)**
La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

▪ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{402.5} = 0.049$$

$$\frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{1}{16} = 0.063 > \frac{h}{L} = 0.049 \Rightarrow$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91/99** comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{402.5}{500} = 0.805 \text{ cm}$

Exemple de calcul :

$$y = 5.01 \text{ cm}$$

$$I = 8139.03 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 18 + 15 \times 3.05 = 1345.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1345.75} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 18 \right) \Rightarrow 10.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.27 \Rightarrow V_2 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.27^3 + 9.73^3) + 15 \times 3.05 \times (9.73 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 49722.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.017 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.51$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.004$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.35 = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.35 + 5) = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.845 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.845 \times \frac{3.48 \times 4.025^2}{8} = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.845 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.845 \times \frac{1.85 \times 4.025^2}{8} = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.845 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.845 \times \frac{6.73 \times 4.025^2}{8} = 11.51 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s) :**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.16 \times (0.18 - 0.0501) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{js} = 75.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{5.96 \times (0.18 - 0.0501) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{gs} = 142.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{11.51 \times (0.18 - 0.0501) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{ps} = 275.55 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 142.68 + 2.1} = 0.689$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 75.65 + 2.1} = 0.497$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 275.55 + 2.1} = 0.824$$

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

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 49722.98}{1 + 2.51 \times 0.497} = 24336.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 49722.98}{1 + 2.51 \times 0.689} = 20039.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 49722.98}{1 + 2.51 \times 0.824} = 17826.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 49722.98}{1 + 1.004 \times 0.689} = 32330.48 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.16 \times 4.025^2}{10 \times 32164.2 \times 24336.37} \times 10^7 = 0.0654 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{5.29 \times 4.025^2}{10 \times 32164.2 \times 20039.38} \times 10^7 = 0.1329 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{5.29 \times 4.025^2}{10 \times 10721.4 \times 32330.48} \times 10^7 = 0.2472 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.22 \times 4.025^2}{10 \times 32164.2 \times 17826.27} \times 10^7 = 0.2888 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.2472 + 0.2888 - 0.1329 - 0.0654 = 0.3377 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{402.5}{500} = 0.805 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Tableau III. 33 : Vérifications de l'utilité de la flèche.

| Plancher | f_{adm} | f_{ji} | f_{gi} | f_{gv} | f_{pi} | Δf | Obs |
|-----------------------|-----------|----------|----------|----------|----------|------------|---------|
| Etage commercial | 0.805 | 0.0654 | 0.1329 | 0.2472 | 0.2888 | 0.3377 | Vérifié |
| Etage d'habitation | 0.77 | 0.0612 | 0.1136 | 0.2306 | 0.2429 | 0.2987 | Vérifié |
| Terrasse accessible | 0.77 | 0.0523 | 0.1095 | 0.2096 | 0.2109 | 0.2587 | Vérifié |
| Etage de la toiture | 0.77 | 0.0327 | 0.0675 | 0.0783 | 0.1052 | 0.0833 | Vérifié |
| Terrasse inaccessible | 0.77 | 0.0532 | 0.1083 | 0.1977 | 0.1340 | 0.1702 | Vérifié |

Le schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.34 : Schéma de ferrailage des poutrelles à usage commerciale.

| Type | Travée | Appui inter | Appui de rive |
|------|--|---|--|
| 01 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 1HA8 2HA12</p> | <p>1HA10 Chapeau 1HA10 1HA8 2HA12</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 1HA8 2HA12</p> |
| 04 | <p>1HA12 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 1HA8 2HA10</p> | <p>1HA12 Chapeau 1HA12 1HA8 2HA10</p> | <p>1HA12 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 1HA8 2HA10</p> |

Tableau III.35 : Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse accessible et inaccessible.

| Type | Travée | Appui inter | Appui de rive |
|------|---|------------------------------------|---|
| 01 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$</p> | <p>1HA10 chapeau 1HA10</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$</p> |
| 02 | <p>3HA10</p> | <p>3HA10</p> | <p>3HA10</p> |

Tableau III.36 : Schéma de ferrailage des poutrelles à usage d'habitation.

| Type | En travée | Appui inter | Appui de rive | | | | | | | | | | | | |
|------|--|---|--|----|--|---|--|----|--|---|--|----|--|---|--|
| 01 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 chapeau 1HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 02 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 chapeau 1HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 03 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 chapeau 1HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | | | | |
| | | | | | | | | | | | | 04 | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 chapeau 1HA10 1HA8</p> | <p>1HA10 étrier : $\phi 6$ $S_t = 15cm$ 2HA10 1HA8</p> |
| | | | | | | | | | | | | | | | |

Tableau III.37 : Schéma de ferrailage des poutrelles de planchers toiture.

| Type | Travée | Appui inter | Appui de rive |
|------|--------|-------------|---------------|
| 01 | | | |
| 06 | | | |

III.1.1.2.Ferrailage de la dalle de compression CBA93 article(B.6.8.4.2.3) :

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

4HA 6/ml = 1.13 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 30\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Schéma de ferrailage :

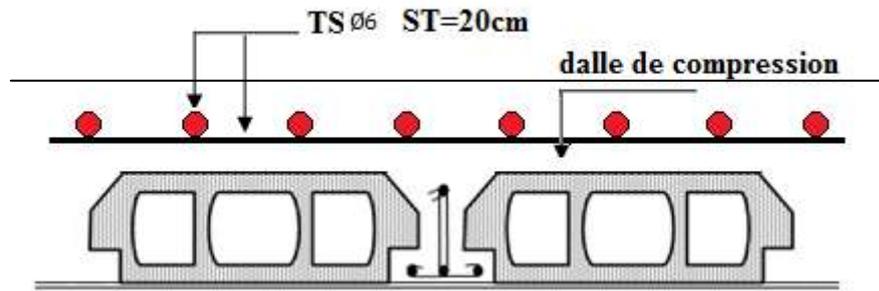


Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. planchers à 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 entre nus d'appuis.

l_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

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

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 (l_x et l_y).

Premier type : (dalle sur deux appuis)

$$l_x = 1.4 \text{ m}$$

$$l_y = 3.55 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1,40}{3,55} = 0,39 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un}$$

seul sens (sens x) comme une console. (Annexe 01)

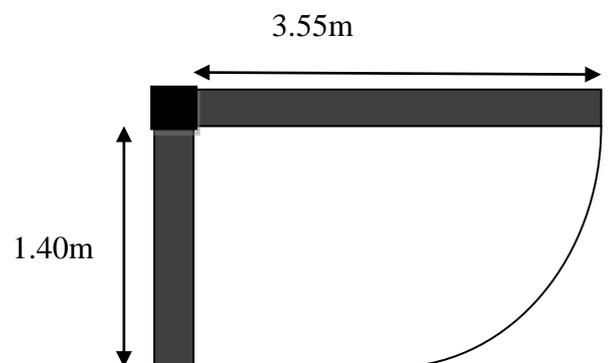


Fig.III.6 : schéma de la dalle sur deux appuis (Type 01)

a) Evaluation des charges :

$$G = 4.6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.1 \text{ KN/m}^2.$$

$P_{gs} = 2 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps en maçonnerie (brique)).

$$P_{gu} = 1,35 \times (\rho \times v) = 1,35 \times (20 \times 0.1 \times 1 \times 1) = 2.7 \text{ KN/m}.$$

b) Les sollicitations :

$$M_U = - \left[\frac{P_u \times l_x^2}{2} + P_{gu} \times l_x \right]$$

$$Vu = Pu \times l_x + Pgu$$

$$M_U = - \left[\frac{11,46 \times 1,40^2}{2} + 2,7 \times 1,40 \right] = -14,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = - \left[\frac{P_s \times l_x^2}{2} + P_{gs} \times l_x \right]$$

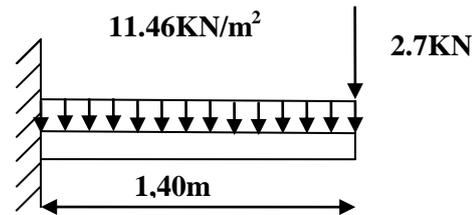


Figure.III.7:schéma statique de la dalle sur deux appuis type01

$$M_{ser} = - \left[\frac{P_s \times l^2}{2} + P_{gs} \times l \right] = - \left[\frac{8,1 \times 1,40^2}{2} + 2 \times 1,35 \right] = -10,64 \text{ KN.m}$$

$$Vu = 11,46 \times 1,40 + 2,7 = 18,74 \text{ KN.m.}$$

c) Ferrailage :

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 12\text{cm}, d = 10\text{cm}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

Tableau III.38 : Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 01.

| Mu(KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A calculé (cm²/ml) | A adopté (cm²/ml) | St (cm) |
|----------|------------|----------|--------|--------------------|-------------------|---------|
| -14.87 | 0.1050 | 0.1389 | 0.0944 | 4.5 | 4HA12=4.52 | 25 |

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

- **condition de non fragilité :**

$$A_{min} = b \times \rho_0 \times e = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$0,96 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **armatures secondaires :**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **espacement :**

Sens // à l_x (FN) : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24\text{cm}$

On opte pour : **St=20cm.**

Sens secondaire : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

On opte pour : **St=25cm.**

d) Vérification :

➤ à l'ELU :

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.1874 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

➤ à l'ELS :

- la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = -10.64 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{100y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 10 = 0 \Rightarrow y = 3.07 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4220.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 186.43 \text{ MPa.}$$

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

- la flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1.40} = 0,0857 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00452 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

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

e) Le schéma de ferrailage :

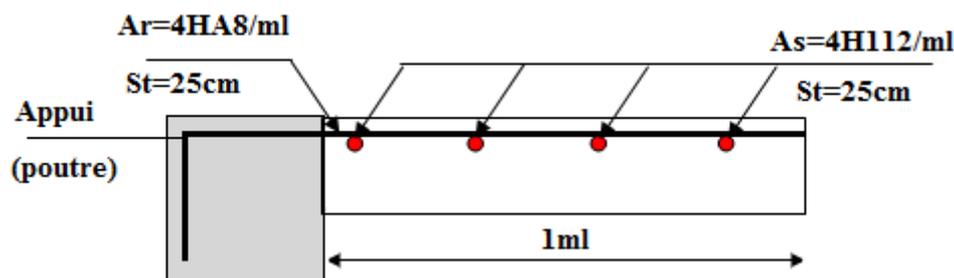


Fig.III.8 : schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 01).

Deuxième type : (dalle sur deux appuis).

Ce type de dalle se trouve dans le plancher de la toiture, son calcul se fait comme une poutre continue encastrée sur les deux sens et pour une bande de 1m ($b = 1\text{m}$).

Calcul des sollicitations :

➤ **Surcharges d'exploitation :**

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

➤ **Charges permanentes :**

$$G = 0.85 + 0.27 + (0.12 \times 25) = 4.12\text{KN/m}^2$$

✓ **ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.31\text{KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

$$q_s = 6.62\text{KN/m}^2$$

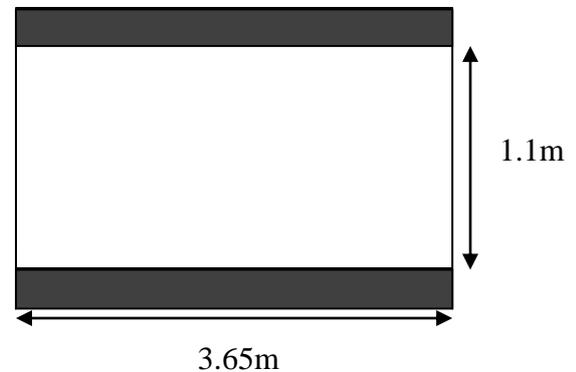


Fig.III.9 : Dalle sur deux appuis type 02.

❖ **Calcul des moments :**

La dalle pleine est simplement appuyée, et les moments sont comme suit

$$M_0^u = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = 1.41\text{KN.m} \quad , \quad M_0^s = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = 1\text{KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_t^u = 0.85 \times M_0^u = 1.20\text{KN.m} \quad , \quad M_t^s = 0.85 \times M_0^s = 0.85\text{KN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^u = -0.4 \times M_0^u = -0.56\text{KN.m} \quad , \quad M_a^s = -0.4 \times M_0^s = -0.4\text{KN.m}$$

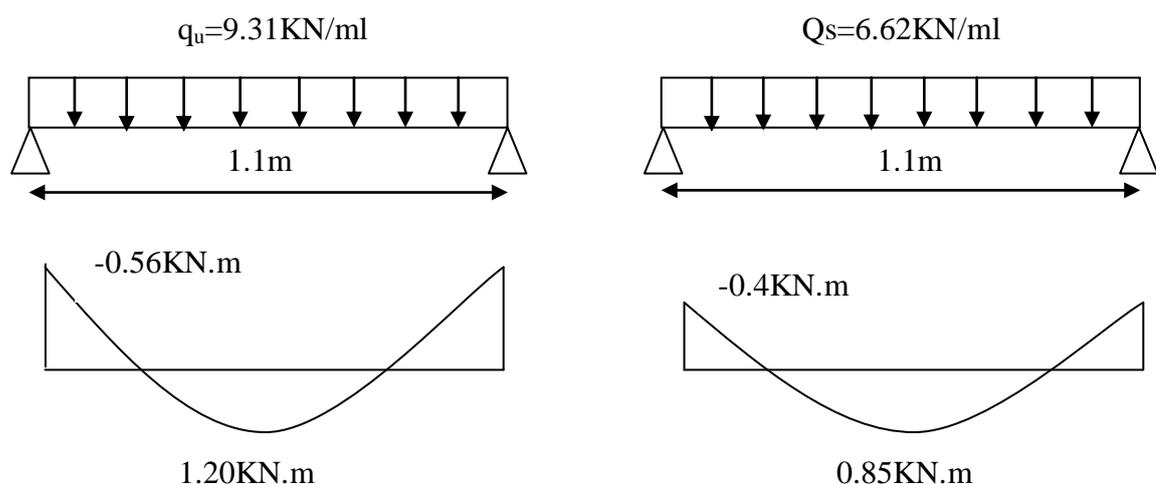


Figure III. 10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS.

Calcul de la dalle à la flexion simple :❖ **En travée :**

$$M_t = 1.2.m, f_{bu} = 14,2\text{MPa}, h = 12\text{cm}, A_t = M_t / (z * f_{st})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0085$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0.0085 < 0.186$ ⇒ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\% \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0106$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0996$$

$$A^t = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} = \frac{1.2 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0996} = 0.35 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow A^t = 0.35 cm^2 / ml$$

❖ **En appuis :**

$$M_a = -0.56\text{KN.m}, f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0040$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0.040 < 0.186$ ⇒ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\% \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0050$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0998$$

$$A^a = \frac{M^a}{f_{st} \times Z} = \frac{0.56 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0998} = 1.61 \times 10^{-5} m^2 \Rightarrow A^a = 0.161 cm^2 / ml$$

Vérification à l'ELU :• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2075 cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.35 cm^2 < A_{\min} = 1.2075 cm^2 \dots\dots\dots pas.vérifié. \\ A_a = 0.161 cm^2 < A_{\min} = 1.2075 cm^2 \dots\dots\dots pas.vérifié. \end{array} \right.$$

On ferraille avec $A_{\min} = 1.2075 cm^2$

Soit : $A_t = A_a = 4HA8 = 2.01 cm^2$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V = \frac{p \times l}{2} = \frac{9.31 \times 1.10}{2} = 5.1205 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{5.1205 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.051205 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = 0.0467 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.051205 < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **L'influence sur le béton :**

$$V \leq V^{\max} = 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Tel que : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 0.267 \times 0.09 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 60.075 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V = 5.1205 \text{ KN} < V^{\max} = 60.075 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **Influence sur les armatures tendues :**

Il faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M^a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$5.1205 + \frac{-0.56}{0.9 \times 0.10} = -1.10 \text{ KN} < 0 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des espacements des armatures :BAEL 91/99(Art A.8.2.41)**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- **Les armatures principales :**

$$\min(3xh ; 33\text{cm}) = (3 \times 12 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Les armatures secondaires :**

$$\min(4xh ; 45\text{cm}) = (4 \times 12 ; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

On opte pour : $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELS :

On a : $q_s = 6.62 \text{ KN/ml}$

$$M_s^t = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = -0.4 \text{ KN.m}$$

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

On vérifie la contrainte de compression du béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable.

En appuis :

$$M_{\text{ser}} = -0.4 \text{ KN.m, } d = 10 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm, } A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

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

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

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 10 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.17cm$$

$$\Rightarrow I = 2244.22cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.87MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.87MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

• **Etat limite de déformation du béton :**BAEL91/99 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,12}{1,1} = 0,109 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 10} = 0,0021 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le schéma de ferrailage :

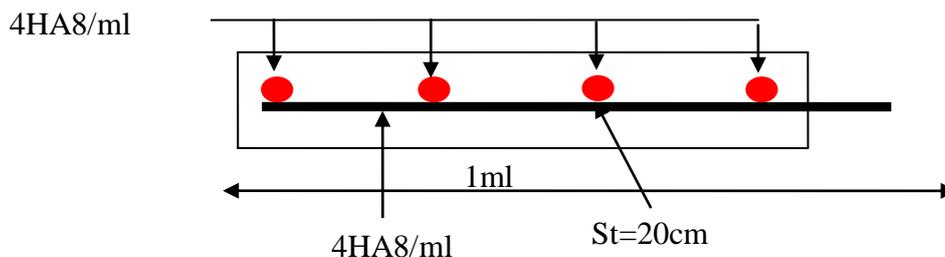


Fig.III.11 : schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 2).

III.3. Calcul des poutres de chaînages :

III.3.1. Définition :

• **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

III.3.2. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

La porte maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.025 - 0.3 = 3.725m$

Selon la condition de flèche :

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

$$24.83\text{cm} \leq h \leq 37.25\text{cm}$$

Selon le **RPA99/2003 (Art 9.3.3)** :

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit : $h=30\text{cm}$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

III.3.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.83 \times (3.06 - 0.3) = 7.81\text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.81) = 13.58\text{KN/m}$$

$$P_s = 7.81 + 2.25 = 10.06\text{KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 27.50\text{KN.m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.85M_u = 23.38\text{KN.m} \quad M_a = -0.5M_u = 13.75\text{KN.m}$$

III .3.4. Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m.}$$

Tableau III.39 : Armatures longitudinales.

| | M (KN.m) | d_x (m) | μ_{bu} | α | A_s calculé (cm ²) | A_s adopté (cm ²) |
|-----------|------------|-----------|------------|----------|----------------------------------|---------------------------------|
| En travée | 23.38 | 0.27 | 0.0755 | 0.0982 | 2.59 | 3HA12=3.39 |
| En appui | 13.75 | 0.27 | 0.0444 | 0.0568 | 1.49 | 3HA10=2.36 |

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57\text{mm}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2.01\text{cm}^2$

$$c) \text{ Les espacements : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33cm \\ S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0 \end{array} \right.$$

Le **RPA99/2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 15cm$.

III.3.5. Vérifications :

a) À l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978cm^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 27.33KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.337MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{C28}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

b) À l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 10.06KNm$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.04cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23476.82cm^2$$

$$\sigma_{bc} = 3.35MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond \frac{A}{b_0 \times d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

l : Longueur de la travée.

Mt : Moment en travée.

M0 : Moment statique de cette poutre.

A : Section des armatures choisie.

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{372,5} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,080 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,00419 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.6. Schéma de ferrailage :

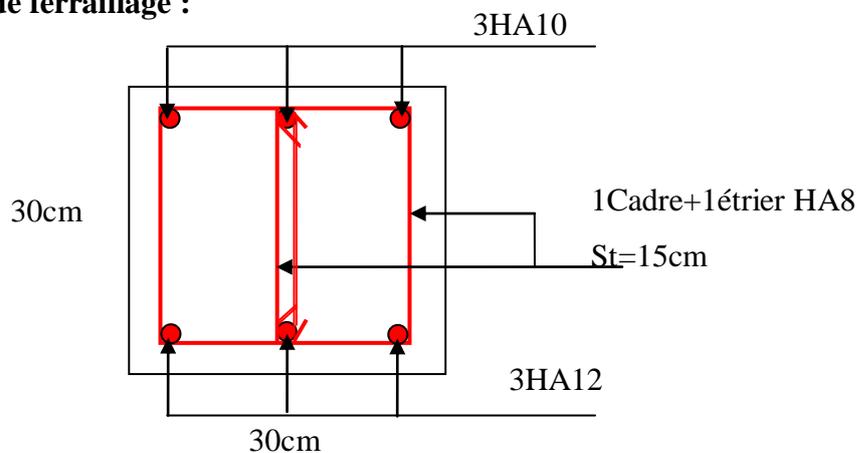


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. Étude de l'acrotère :

-Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

-Evaluations des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.13 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)

$$\Rightarrow A = 0.15$$

C_p : Facteur de la force horizontale.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2).

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.13 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 1.02 \text{ KN/ml}$$

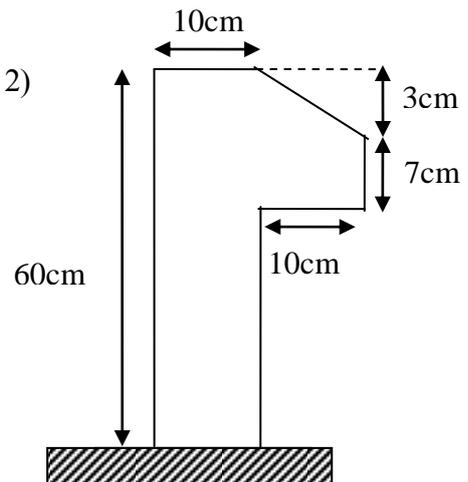


Figure III.13: Dimension de L'acrotère.

-Calcul de centre de gravité de la section :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

-Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.13 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.02 \times 0.33 = 0.34 \text{ KN.m}$$

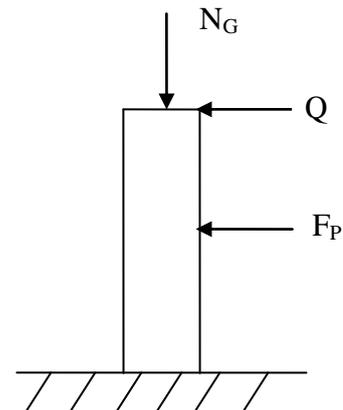


Figure III.14 : Schéma statique de l'acrotère.

Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml.

Tableau III.40 : Combinaison d'action de l'acrotère.

| | RPA 99 | ELU | ELS |
|---------------|-----------|---------------|-------|
| Sollicitation | G + Q + E | 1.35G + 1.5 Q | G + Q |
| N (KN) | 2.13 | 2.88 | 2.13 |
| M (KN .m) | 0.94 | 0.9 | 0.6 |

-Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée.

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.94}{2.13} = 0.441 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.32m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.441 + 0.02 = 0.461 \text{ m}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.461}{0.1}) = 88.2$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2 :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.441 + 0.02 + 0.009 = 0.47 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.13 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2.13 \times 0.47 = 1.001 \text{ KN.m}$$

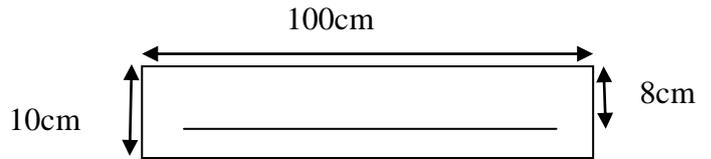


Figure.III.15 : Section à ferrailer.

À l'ELU :

$$N_u = 2.13 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.001 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.001}{2.13} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et (c) en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée.

Section partiellement comprimée \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.008 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.39 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}6 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

-L'espace :

$$\text{-Armature principale : } S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm ; soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Armature de répartition : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm ; soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

-À P'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

- Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.13} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = |0.28 - 0.05| = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1 \times 0.01^3}{3} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = 1.51 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1.51 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.01) = 41.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = 11.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

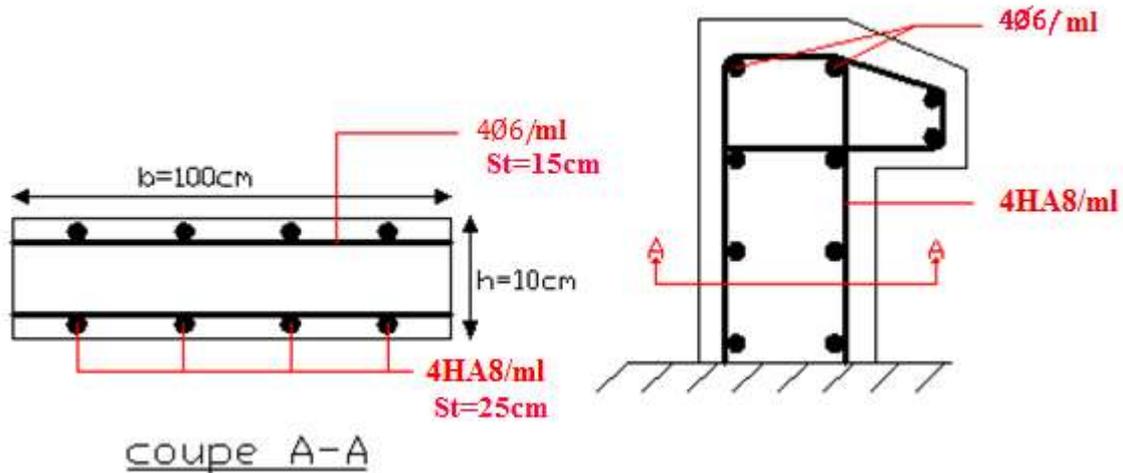


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.5.1. Etude de l'escalier type 1 au niveau de 1^{er} entre sol (entrée de service):

La volée :

$$\begin{cases} G_v = 8.74 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Le palier :

$$\begin{cases} G_p = 4.60 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Calcul du chargement :

- A l'ELU :

$$q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_{uv} = (1.35 \times 8.74 + 1.5 \times 2.5) = 15.54 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_{uv} = 15.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{up} = 1.35G_p + 1.5Q_p$$

$$q_{up} = (1.35 \times 4.60 + 1.5 \times 2.5) = 9.96 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_{up} = 9.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

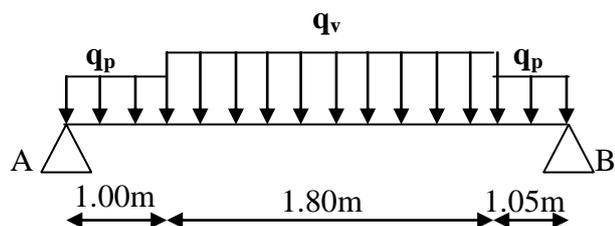


Figure III.17 : schéma statique de l'escalier type 1.

▪ **A PELS :**

$$q_{sv} = Gv + Qv$$

$$q_{sv} = (8.74 + 2.5) = 11.24 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_{sv} = 11.24 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sp} = Gp + Qp$$

$$q_{sp} = (4.60 + 2.5) = 7.10 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_{sp} = 7.10 \text{KN} / \text{m}^2$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.54 \times 1.80 + 9.96 \times (1.00 + 1.05)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 48.39 \text{KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (9.96 \times \frac{1^2}{2}) + (1.80 \times 15.54 \times 1.90) + (9.96 \times 1.05 \times 3.325) - (R_B \times 3.85) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 24.13 \text{KN} \\ R_A = 24.26 \text{KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents :

- $0 \leq x \leq 1.00 \text{m}$

$$M(x) + \frac{9.96}{2} x^2 - 24.26x = 0 \Rightarrow M(x) = -4.98x^2 + 24.26x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.00) = 19.28 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.96x + 24.26$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.26 \text{KN} \\ T(1.00) = 14.30 \text{KN} \end{cases}$$

- $1.00 \leq x \leq 2.80 \text{m}$

$$M(x) + 9.96 \times 1.00 \times (x - \frac{1.00}{2}) + 15.54 \times \frac{(x-1.00)^2}{2} - 24.26 \times x = 0$$

$$\begin{cases} M(1.00) = 19.28 \text{KN.m} \\ M(2.80) = 19.85 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -15.54x + 29.84$$

$$\begin{cases} T(1.00) = 14.30 \text{KN} \\ T(2.80) = -13.67 \text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -15.54x + 29.84 = 0$$

$$x = 1.92m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.92) = 25.86KN.m$$

- $0 \leq x \leq 1.05m$

$$M(x) + \frac{9.96}{2}x^2 - 24.13x = 0 \Rightarrow M(x) = -4.98x^2 + 24.13x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.05) = 13.67KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.96x + 24.13$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.13KN \\ T(1.05) = 13.67KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 24.13KN \\ R_A = 24.26KN \end{cases}$$

$$M^{\max}(x = 1.92) = 25.86KN.m$$

$$V^{\max} = 24.26KN$$

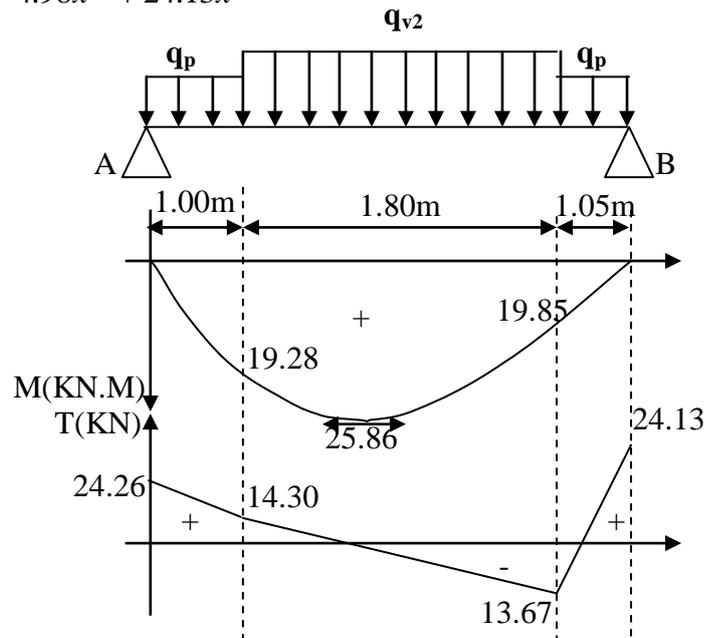


Figure III.18 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Le Ferrailage :

$$M_0 = M^{\max} = 25.86 KN.m$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 25.86 = 19.39 KN.m$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 25.86 = -12.93 KN.m$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41 : Résultat de ferrailage de l'escalier type 01.

| Localisation | M(KN.m) | μ_{bu} | α | z (cm) | $A_{cal} (cm^2/ml)$ | $A_{adop}(cm^2/ml)$ |
|--------------|---------|------------|----------|--------|---------------------|---------------------|
| En travée | 19.39 | 0.0810 | 0.106 | 12.45 | 4.48 | 4HA12 = 4.52 |
| En appui | 12.93 | 0.0540 | 0.0694 | 12.64 | 2.94 | 4HA10 = 3.14 |

Vérifications à l'état Limite Ultime :✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

En travée : $A' = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

En appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

• **Armatures de répartition (secondaire) :**

Selon l'article (E. 8. 2. 41) du BAEL91/99 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/ml, avec ST=25 cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/ml, avec ST=25 cm

✓ **Vérification des espacements :**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

• **Armatures longitudinales :**

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

• **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.187 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ vérifiée.}$$

→ A_t ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_l = A_t + A_a = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24.26 \times 10^{-3} - \frac{12.93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -2.4798 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq -2.4798 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :▪ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 17.44 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.35 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x=1.92 \text{ m}) = 18.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.65 = 13.98 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 18.65 = -9.32 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.42: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Localisation | Mser(KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------------|
| Travées | 13.98 | 7545.75 | 3.57 | 6.61 | 15 |
| Appuis | 9.32 | 5608.74 | 3.06 | 5.08 | 15 |

▪ **État limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003476 < 0.005 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.0389 < 0.067 \rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le **BAEL91/99** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.77 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée)

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Données de calcul :

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = 7545.75.65 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1567.8} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 \right) = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.74 \Rightarrow V_2 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 4.52 \times (7.26 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 34025.09 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0034 \times (2 + 3)} = 6.18$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.47$$

$$q_v = 8.74 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.60 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 14.01 = 10.51 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 4.79 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 12.57 = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 8.74 + 2.5 = 11.24 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 4.60 + 2.5 = 7.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 18.65 = 13.98 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.51 \times (15 - 3.57)}{7545.75} \times 10^2 = 23.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{9.43 \times (15 - 3.57)}{7545.75} \times 10^2 = 21.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.98 \times (15 - 3.57)}{7545.75} \times 10^2 = 31.76 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0 \left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 23.88 + 2.1} = -0.516 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 21.43 + 2.1} = -0.537 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 31.76 + 2.1} = -0.451 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0 \end{array} \right.$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 37427.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 37427.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 37427.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvj} = 37427.59 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{9.43 \times 3.85^2}{10 \times 32164.2 \times 37427.59} \times 10^7 = 0.116 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{10.51 \times 3.85^2}{10 \times 32164.2 \times 37427.59} \times 10^7 = 0.129 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{10.51 \times 3.85^2}{10 \times 10721.4 \times 37427.59} \times 10^7 = 0.338 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{13.98 \times 3.85^2}{10 \times 32164.2 \times 37427.59} \times 10^7 = 0.172 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.338 + 0.172 - 0.129 - 0.116 = 0.265 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

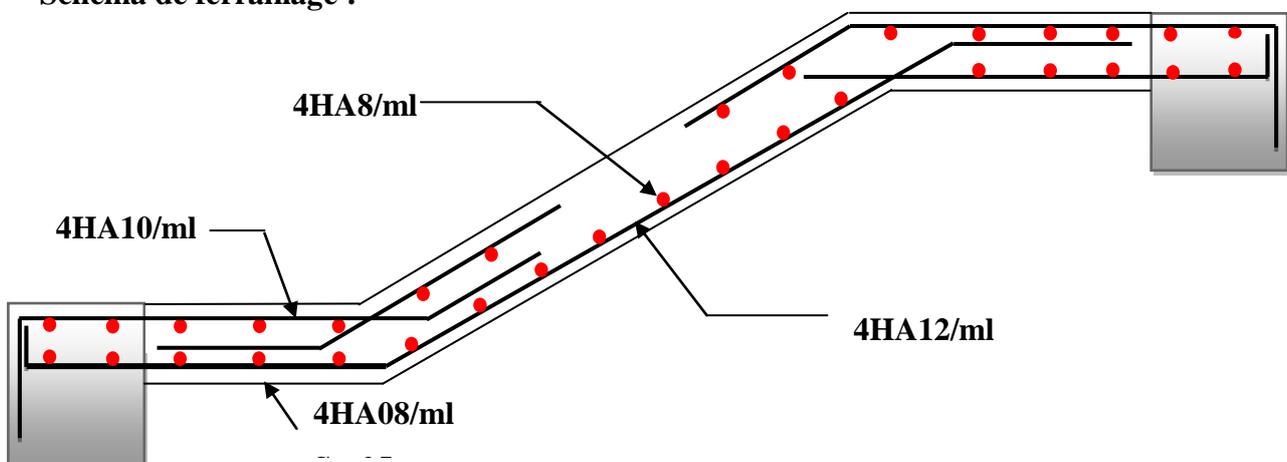


Figure.III.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 au niveau de l'ère entre sol

III.5.2. Etude de l'escalier type 2 au niveau de RDC (entrée de service):

Tableau III. 43 : Charges et surcharges de l'escalier type 02.

| | palier | paillasse |
|------------------------|--------|-----------|
| G (KN/m ²) | 4.60 | 8.33 |
| Q (KN/m ²) | 2.50 | 2.50 |

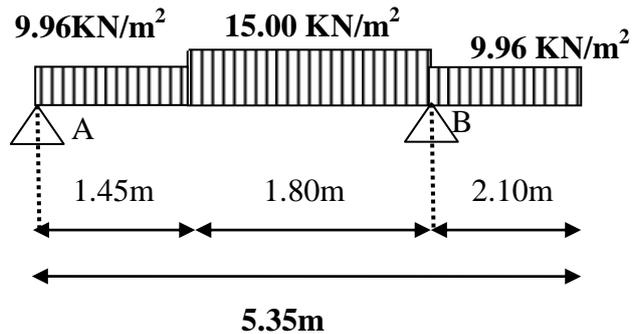


Figure II.20 : Schéma statique de l'escalier type 02.

Tableau III.44 : Les sollicitations dans l'escalier type 02 à l'ELU et à L'ELS.

| | ELU | ELS |
|------------------------|-------|-------|
| q _v (KN/ml) | 15.00 | 10.83 |
| q _p (KN/ml) | 9.96 | 7.10 |
| R _a (KN) | 11.93 | 8.58 |
| R _b (KN) | 50.42 | 36.12 |
| M ₀ (KN.m) | 7.05 | 5.10 |
| M _t (KN.m) | 6.00 | 4.34 |
| M _a (KN.m) | -3.53 | -2.55 |
| V ^{max} (KN) | 29.50 | |

Tableau III.45 : Résumé de résultat de ferrailage de l'escalier type 02.

| | M (KN.m) | μ _{bu} | α | Z(cm) | A _{CAL} (cm ² /ml) |
|-----------|----------|-----------------|--------|-------|--|
| En travée | 6.00 | 0.0251 | 0.0317 | 12.84 | 1.34 |
| En appuis | 3.53 | 0.0127 | 0.0160 | 13.91 | 0.73 |

Vérifications à l'état Limite Ultime :

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

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

On a : $A < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

On ferraille avec A_{\min} et on choisit comme ferrailage :

En travée : 4HA10/ml=3.14cm².

En appuis : 4HA10/ml.

Tableau III.46 : Calcul des armatures de répartition dans l'escalier type 02.

| | A_t (cm ² /ml) | A_r (cm ² /ml) | $A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|---|---------|
| En travée | 3.14 | 0.785 | 4HA8=2.01 | 25 |
| En appuis | 3.14 | 0.785 | 4HA8=2.01 | 25 |

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.227 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_{bu} = 0.227 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_l = A_t + A_a = 3.14 + 3.14 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_l > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.50 \times 10^{-3} - \frac{2.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = 0.1552 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 \geq 0.1552 \text{ cm}^2$$

Tableau III.47 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 2.

| | | |
|--|--|--------------|
| Vérification de l'état limite de compression du béton | $\sigma_{bc(\text{travée})} = 2.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc(\text{appuis})} = 1.26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ | Vérifiées. |
| Vérification de l'état limite de déformation | $\frac{h}{l} = 0.042 \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.059$ | Non Vérifiée |

Tableau III.48 : Evaluation de la flèche dans l'escalier type 02.

| | |
|------------|--|
| M_s | $M_{serg} = 7.75 \text{ KN.m}$ $M_{serj} = 9.29 \text{ KN.m}$ $M_{serp} = 4.34 \text{ KN.m}$ |
| σ_s | $\sigma_{sg} = 27.95 \text{ MPa}$ $\sigma_{sj} = 33.51 \text{ MPa}$ $\sigma_{sp} = 15.65 \text{ MPa}$ |
| μ_g | $\mu_g = -0.552 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$ $\mu_j = -0.517 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$ $\mu_p = -0.633 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0$ |
| I_f | $I_{fij} = 35495.19 \text{ cm}^4$ $I_{fig} = 35495.199 \text{ cm}^4$ $I_{fip} = 35495.19 \text{ cm}^4$ $I_{fv} = 35495.19 \text{ cm}^4$ |
| f | $f_{ji} = 0.0859 \text{ cm}$ $f_{gi} = 0.0717 \text{ cm}$ $f_{gv} = 0.2151 \text{ cm}$ $f_{pi} = 0.0415 \text{ cm}$ |
| Δf | $f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.099 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{325}{500} = 0.65$ Donc la flèche est vérifiée. |

• Schéma de ferrailage de l'escalier type 02:

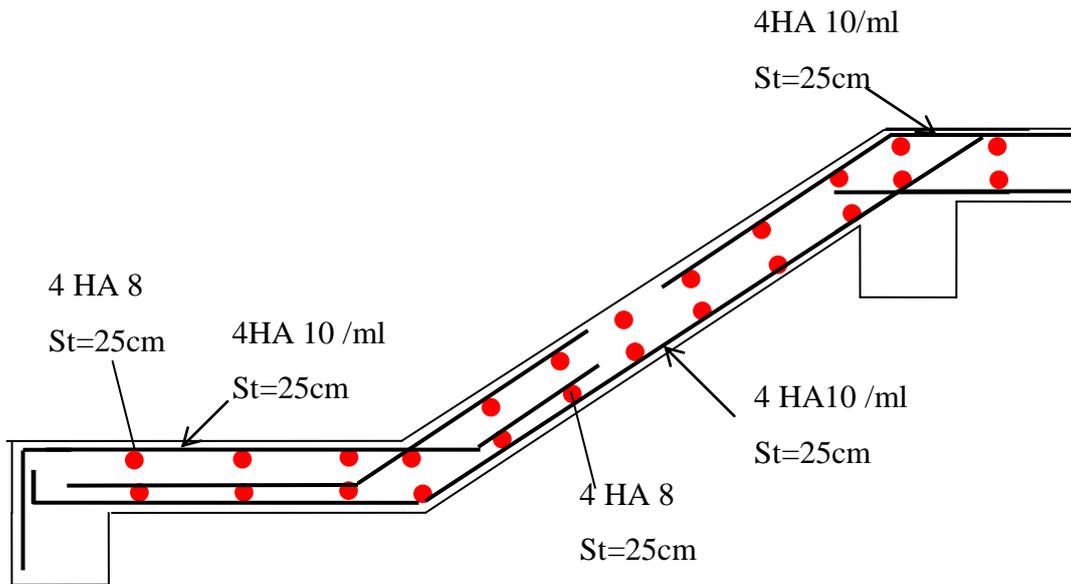


Figure.21 : schéma de ferrailage de l'escalier type 02

III.5.3. Etude de l'escalier type 03 au niveau des entres sol (escalier balancés) :

Tableau III. 49 : Charges et surcharges de l'escalier type 03.

| | palier | paillasse |
|------------------------|--------|-----------|
| G (KN/m ²) | 4.60 | 8.59 |
| Q (KN/m ²) | 2.50 | 2.50 |

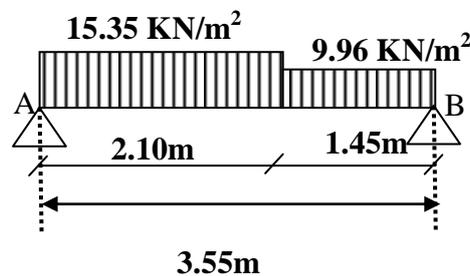


Figure II.22 : Schéma statique de l'escalier type 03.

Tableau III.50 : Les sollicitations dans l'escalier type 03 à l'ELU et à l'ELS.

| | ELU | ELS |
|-----------------|--------|-------|
| q_v (KN/ml) | 15.09 | 10.90 |
| q_p (KN/ml) | 9.96 | 7.10 |
| R_a (KN) | 25.65 | 18.50 |
| R_b (KN) | 21.03 | 15.08 |
| M_0 (KN.m) | 21.43 | 15.43 |
| M_t (KN.m) | 16.07 | 11.57 |
| M_a (KN.m) | -10.72 | -7.72 |
| V^{\max} (KN) | 25.65 | |

Tableau III.51 : Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier type 03.

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(cm) | A_{CAL} (cm ² /ml) | $A_{Adopté}$ (cm ² /ml) | St(cm) |
|-----------|------------|------------|----------|-------|------------------------------------|---------------------------------------|--------|
| En travée | 16.07 | 0.0671 | 0.0869 | 12.55 | 3.68 | 4HA12=4.52 | 25 |
| En appuis | 10.72 | 0.0448 | 0.0573 | 12.70 | 2.43 | 4HA10=3.14 | 25 |

Tableau III.52 : Calcul des armatures de répartition ans l'escalier type 03.

| | A_t (cm ² /ml) | A_r (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------------|---------|
| En travée | 4.52 | 1.13 | 4HA8=2.01 | 25 |
| En appuis | 3.14 | 0.785 | 4HA8=2.01 | 25 |

Tableau III.53 : Vérification à l'ELU de l'escalier type 03.

| | | |
|--|--|----------|
| la condition de non fragilité | $A_{\min}=1.57\text{cm}^2/\text{ml} < A_{\text{cal}}$ | vérifiée |
| l'effort tranchant | $\tau_U=0.197\text{MPa} < \bar{\tau}_U=1.16\text{ MPa}$ | vérifiée |
| armatures longitudinales au cisaillement | $A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -1.897\text{cm}^2$ | vérifiée |

Tableau III.54 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 3.

| | | |
|---|--|-----------|
| Vérification de l'état limite de compression du béton | $\sigma_{bc(\text{travée})}=5.57\text{ MPa} < 15\text{ MPa}$ $\sigma_{bc(\text{appuis})}=4.21\text{ MPa} < 15\text{ MPa}$ | vérifiée |
| Vérification de l'état limite de déformation | $\frac{h}{l} = 0.042 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.037$ $\frac{A}{b \times d} = 0.00348 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ | Vérifiées |

Schéma de ferrailage de l'escalier type 03 :

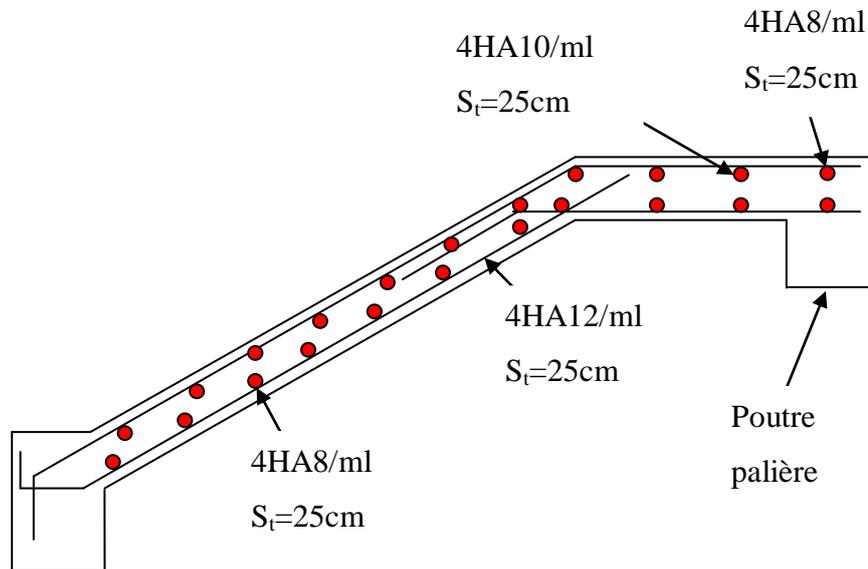


Figure III.23 : Schéma de Ferrailage de l'escalier type 03

III.5.3.1. Etude de la poutre brisée : (pour escalier type 03) :

Etude de la volée encastree a la poutre brisée :

L'étude de cette partie se fera en considérant la volée (Sens (C-D)) comme une console encastree dans la poutre brisée comme indique la figure ci-dessous:

❖ Calcul les sollicitations:

$$G_v = 8.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M / x = 0 \Leftrightarrow M = -(q \frac{l^2}{2} + p \times l).$$

$$V_u = q \times l + p$$

$$q = (1.35 \times 8.59) + (1.5 \times 2.5) = 15.35 \text{ KN}$$

$$p = 2.70 \text{ KN : poids pondéré de garde corps.}$$

$$M^{\max} = -20.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 24.96 \text{ KN}$$

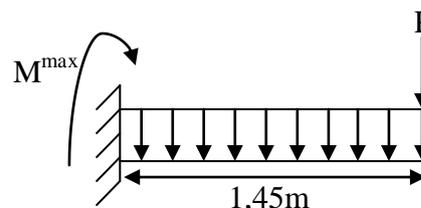


Figure.III.24: Schéma statique d'une console.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre brisée doit être :

$$\frac{305}{15} = 20.33 \leq h \leq \frac{305}{10} = 30.05$$

$$\text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA99/2003 :

- $h = 30 \geq 30$ condition vérifiée.
- $b = 30 \geq 20$ condition vérifiée.
- $h/b = 30/30 = 1.00 < 4$ condition vérifiée.

Donc on choisit une section $b \times h = (30 \times 30)$ cm².

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

➤ **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise :

$$g_0 = 1.53 \times 2.95 / \cos 12.59^\circ = 4.62 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \cos 12.59^\circ = 2.31 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de double cloison.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_b = 21.03 \text{ KN/ml (E.L.U)}$$

$$R_{bS} = 15.08 \text{ KN (E.L.S)}$$

$$R_p = 22.25 \text{ KN/ml (E.L.U)}$$

$$R_{pS} = 16.08 \text{ KN (E.L.S)}$$

- R_E : charge transmise par l'escalier : C'est la réaction d'appuis au point B

- R_p : charge ramenée par la volée console

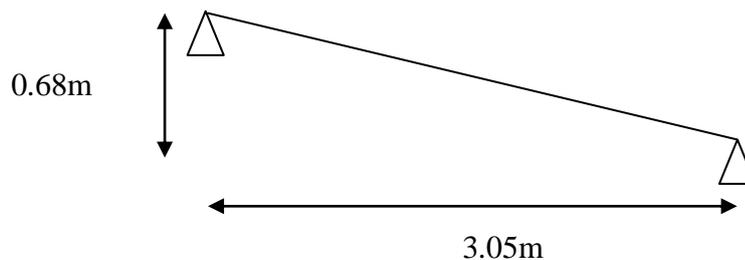


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre brisée.

$$R_{EQU} = 21.21 \text{ KN (ELU)}$$

$$R_{EQS} = 15.23 \text{ KN (ELS)}$$

➤ **Sollicitation :**

• **ELU :**

$$P_u = 1.35(g_1 + g_0) + R_{EQU} = 1.35 \times (4.62 + 2.31) + 21.21 = 30.57 \text{ KN}$$

• **ELS :**

$$P_s = (g_1 + g_0) + R_{EQS} = (4.62 + 2.31) + 15.23 = 22.16 \text{ KN}$$

A L'LEU:

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 30.22 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -17.78 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 46.62 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 25.77 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 21.90 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -12.88 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 33.79 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutre brisée :

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.55 : Ferraillage de la Poutre brisée.

| Section | M_u (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(cm) | A_s (cm ²) |
|---------|--------------|------------|----------|-------|--------------------------|
| Travée | 30.22 | 0.0975 | 0.1285 | 25.61 | 3.39 |
| Appui | 17.78 | 0.0574 | 0.0739 | 26.20 | 1.95 |

Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12=4.52cm².

$$A_a = 1.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA10=2.37cm².

Contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.29 \times \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.29 \times \frac{30 \times 24.3}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4HA8** = 2.01 cm² (un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8$).

Avec $s_t = 15$ cm.

Calcul à la Torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées les paliers et la volée il est égal au moment à l'appui $M_{tu} = 20.05$ KN.m. et $V_u = 24.96$ KN.

➤ Armatures longitudinales en torsion :

D'après le **BAEL 91/99**, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{20.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 348} = 4.61 \text{ cm}^2$$

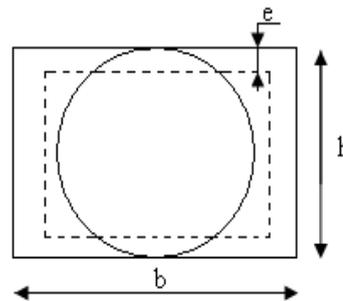


Figure III.26 : Section creuse équivalente.

➤ Armature transversale due à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \div f_{t28} \times K)}{0.9 \times f_e}$$

On a le cas d'une flexion simple $K=0$ pas de prise de bétonnage

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.3 \times 0.31}{0.9 \times 400} = 2.58 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

• En travée :

$$A_a = 4.52 + \frac{4.61}{2} = 6.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{3HA14+2HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A_t = 2.37 + \frac{4.61}{2} = 4.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad \mathbf{2HA14+2HA12} = 5.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A^T = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 1.88 \text{ cm}^2$$

On choisit 2 cadres $\Phi 8$ soit : $A^T = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.4 \times e \times U / f_e = 0.4 \times 5 \times 100 / 400 = 0.5 \text{ cm}^2 < A^T = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{24.96 \times 10^{-3}}{0.31 \times 0.3} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.05 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \tau_u = \sqrt{0.27^2 + 3.21^2} = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 3.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$

Schéma de ferrailage de la poutre brisée :

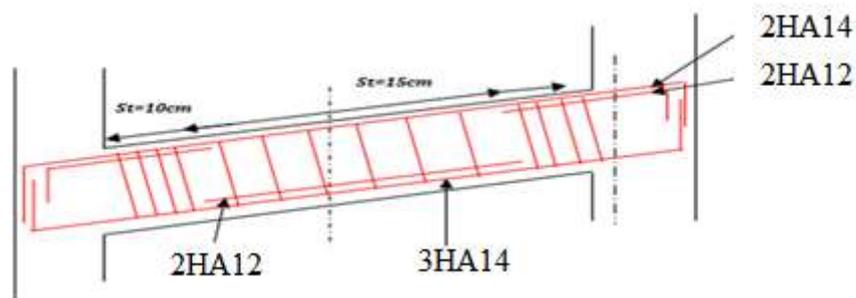


Figure.III.27 : ferrailage de la poutre brisée

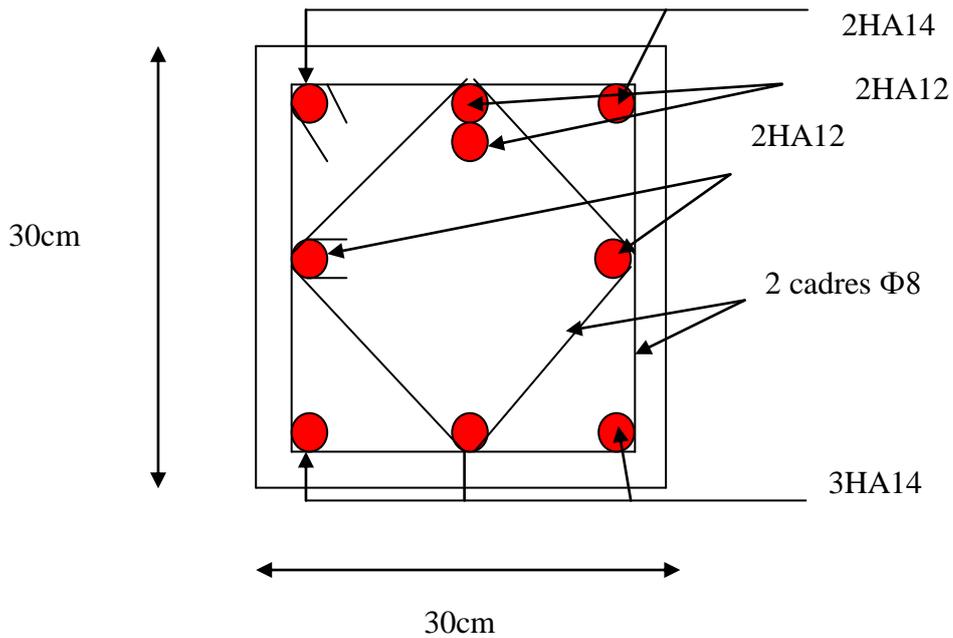


Figure.III.28 : coupe transversale

III.5.4. Etude de l'escalier type 04 (escalier à 2 volées séparé par un palier intermédiaire) :

Tableau III. 56 : Charges et surcharges de l'escalier type 04:

| | palier | paillasse |
|------------------------|--------|-----------|
| G (KN/m ²) | 4.60 | 8.40 |
| Q (KN/m ²) | 2.50 | 2.50 |

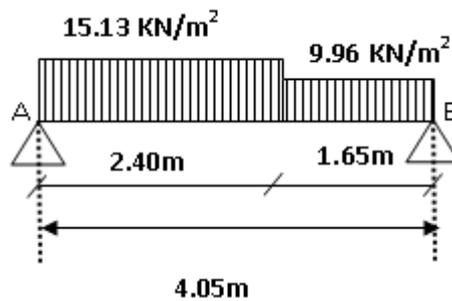


Figure.III.29 : Schéma statique de l'escalier type 04.

Tableau III.57 : Les sollicitations dans l'escalier type 04 à l'ELU et à l'ELS.

| | ELU | ELS |
|-----------------|--------|-------|
| q_v (KN/ml) | 15.09 | 10.90 |
| q_p (KN/ml) | 9.96 | 7.10 |
| R_a (KN) | 28.83 | 20.80 |
| R_b (KN) | 23.82 | 17.08 |
| M_0 (KN.m) | 27.55 | 19.84 |
| M_t (KN.m) | 20.66 | 14.88 |
| M_a (KN.m) | -13.76 | -9.92 |
| V^{\max} (KN) | 28.83 | |

Tableaux III.58 : Résumé des résultats de ferrailage.

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{CAL} (cm ² /ml) | $A_{Adopté}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|------------|------------|----------|--------|------------------------------------|---------------------------------------|---------|
| En travée | 20.66 | 0.0863 | 0.1130 | 12.41 | 4.79 | 5T12 = 5.65 | 20 |
| En appuis | 13.76 | 0.0575 | 0.0740 | 12.62 | 3.13 | 4T10 = 3.14 | 25 |

Tableau III.59 : Calcul des armatures de répartition dans l'escalier type 04.

| | A_t (cm ² /ml) | A_r (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------------|---------|
| En travée | 5.65 | 1.41 | 4HA8 | 25 |
| En appuis | 3.14 | 0.78 | 4HA8 | 25 |

Tableau III.60 : Vérification à l'ELU de l'escalier type 04.

| | | |
|--|---|----------|
| la condition de non fragilité | $A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{cal}}$ | vérifiée |
| l'effort tranchant | $\tau_v = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_v = 1.16 \text{ MPa}$ | vérifiée |
| armatures longitudinales au cisaillement | $A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -2.55 \text{ cm}^2$ | vérifiée |

Tableau III.61 : Vérification à l'ELS de l'escalier type 4.

| | | |
|---|--|--------------|
| Vérification de l'état limite de compression du béton | $\sigma_{bc(\text{travée})} = 7.20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc(\text{appuis})} = 4.80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ | vérifiée |
| Vérification de l'état limite de déformation | $\frac{h}{l} = 0.0370 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.0375$ | Non vérifiée |

Tableau III.62 : Evaluation de la flèche dans l'escalier type 04.

| | |
|------------|--|
| M_s | $M_{serg} = 11.05 \text{ KN.m}$ $M_{serj} = 9.96 \text{ KN.m}$ $M_{serp} = 14.88 \text{ KN.m}$ |
| σ_s | $\sigma_{sg} = 129.72 \text{ MPa}$ $\sigma_{sj} = 26.79 \text{ MPa}$ $\sigma_{sp} = 40.02 \text{ MPa}$ |
| μ_g | $\mu_g = -0.541 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$ $\mu_j = -0.559 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$ $\mu_p = -0.497 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0$ |
| I_f | $I_{fij} = 35448.99 \text{ cm}^4$ $I_{fig} = 35448.99 \text{ cm}^4$ $I_{fip} = 35448.99 \text{ cm}^4$ $I_{fvg} = 35448.99 \text{ cm}^4$ |
| f | $f_{ji} = 0.1433 \text{ cm}$ $f_{gi} = 0.1589 \text{ cm}$ $f_{gv} = 0.4769 \text{ cm}$ $f_{pi} = 0.2141 \text{ cm}$ |
| Δf | $f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.39 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{405}{500} = 0.81$ Donc la flèche est vérifiée. |

- Schéma de ferrailage de l'escalier type 04 :

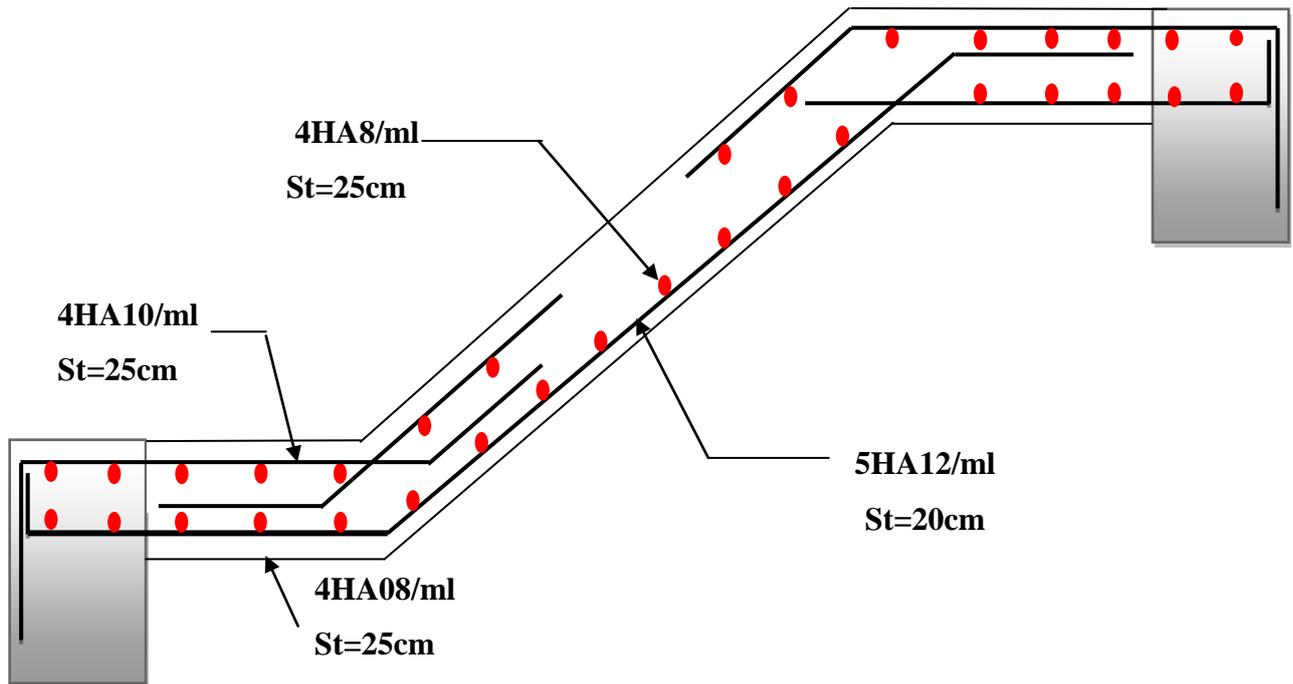


Figure.III.30 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 04.

II.5.4.1. Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement

Condition de RPA99/2003 :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$20.33\text{cm} < h < 30.5\text{cm}$$

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

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

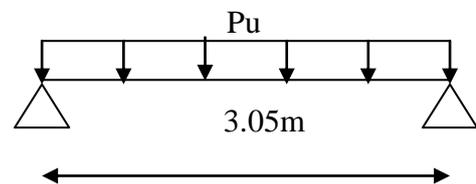


Figure III.31: Schéma statique de la poutre palière

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU} : R_B = 23.82\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 17.08 \text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 26.86 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 31.23 \text{KN} / \text{m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 26.55 \text{KN} / \text{m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -13.43 \text{KN} / \text{m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 40.96 \text{KN}$$

b) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III.63 : Calcul d'armature à la flexion simple.

| | $M(\text{KN.m})$ | μ_{bu} | α | $Z(\text{cm})$ | A_{CAL} (cm^2/ml) |
|-----------|------------------|------------|----------|----------------|--|
| En travée | 26.55 | 0.0857 | 0.1121 | 25.79 | 2.96 |
| En appuis | 13.43 | 0.0433 | 0.0554 | 26.40 | 1.46 |

Exigence du RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = A^t = 4.5 \text{cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui

$$M^{torsion} = M_b^a = 13.76 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **RPA99/2003(Art A.5.4.2 .2).**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.16 \text{cm}^2$$

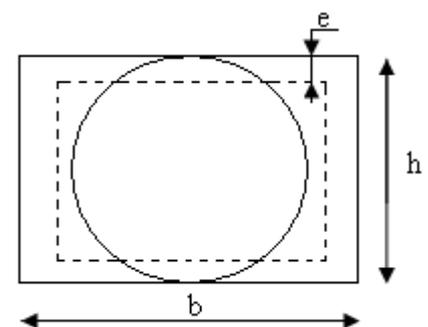


Figure III.32 : Section creuse équivalente

e) Choix des armatures :**•En travée :**

$$A' = 4.50 + \frac{3.16}{2} = 6.08\text{cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{6HA12}=6.78\text{cm}^2$$

•En appui :

$$A' = 4.5 + \frac{3.16}{2} = 6.08\text{cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{6HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. (**Art A.5.42**)

BAEL91/99.

On a $V_{\max} = 40.96\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{40.96 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.51\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.20\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Ferraillage :**f) Calcul des armatures transversales :**

Soit $S_t = 15\text{cm}$

- Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.51 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.1688\text{cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.76 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} = 0.32\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$ soit $\mathbf{4HA8} = 2.01\text{cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton :

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

Avec

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

Sur appuis : ($M_a = 9.67 \text{ KN.m}$) ; $y = 10.56 \text{ cm}$; $I = 33374.74 \text{ cm}^4$

$$\text{Application numérique } \sigma_{bc} = \frac{9.67 \times 10^{-3} \times 10.56 \times 10^{-2}}{33374.74 \times 10^{-8}} = 3.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : ($M^t = 16.43 \text{ KN.m}$)

$$\sigma_{bc} = 5.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

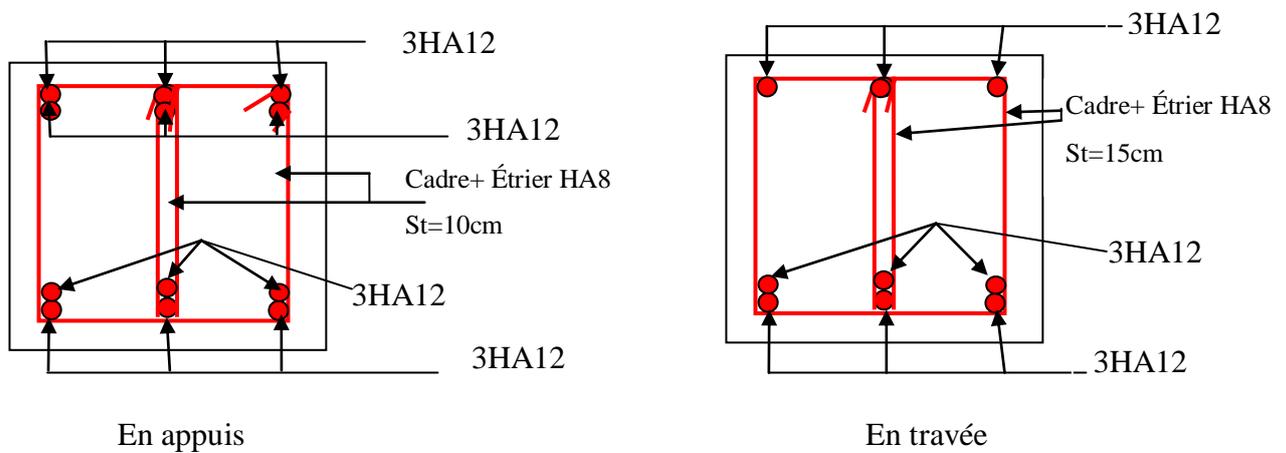


Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palière



Chapitre IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donnée que notre structure est implantée à la commune d'Akbou wilaya de Bejaia, qui est classé en zone IIa selon le classement du **RPA99/2003**, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.2. Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel (**SAP 2000/V14.0**) (Structural Analysis Program).

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

➤ Principe de modélisation :

Le logiciel de SAP2000 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV-3 Méthodes de calculs :

Le calcul des forces sismiques selon le **RPA 99/2003** peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

a- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

c- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique à la base de la structure V doit être calculée dans les deux directions horizontales, orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/2003 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/2003 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- Le contrôle de la pénalité des matériaux et de l'exécution.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

| “ Critère q ” | observation |
|--|-------------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05 |
| 2- Redondance en plan | 0.05 |
| 3- Régularité en plan | 0.05 |
| 4- Régularité en élévation | 0.05 |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux | 0 |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution | 0 |

Donc $Q = 1,2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération β .

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|---|---------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés. | 0.20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : | 0.30 |
| | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | |
| | - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises. | 0.40 |
| 3 | Entrepôts, hangars, ... | 0.50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés. | 1.00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0.60 |

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant et entres sols)

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ (RDC)

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99/2003 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LEC «Laboratoire & Engineering de la Construction»), donc du **RPA99/2003 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 35.70 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05$ **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

- Dans le sens x-x' :

$$L_x = 23.95 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} 0.05 \times (35.70)^{\frac{3}{4}} = 0.73 \text{ s} \\ \frac{0.09 \times 35.70}{\sqrt{23.95}} = 0.66 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.66 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.68$$

- Dans le sens y-y' :

$$L_y = 20.70 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} 0.05 \times (35.70)^{\frac{3}{4}} = 0.73 \text{ s} \\ \frac{0.09 \times 35.70}{\sqrt{10.95}} = 0.97 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.73 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.73} \right)^{2/3} = 1.57$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

Dans le sens x :

$$T_s = 1.3 \times 0.66 = 0.858 \text{ s}$$

Dans le sens y :

$$T_s = 1.3 \times 0.73 = 0.949 \text{ s}$$

- **Le poids total de la structure:**

$$W = G + \beta Q = 32553.5 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.2}{5} \times 32553.5 = 1968.84 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.57 \times 1.2}{5} \times 32553.5 = 1839.92 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode d'analyse dynamique :

a- Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maîtres.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c-Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble de courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

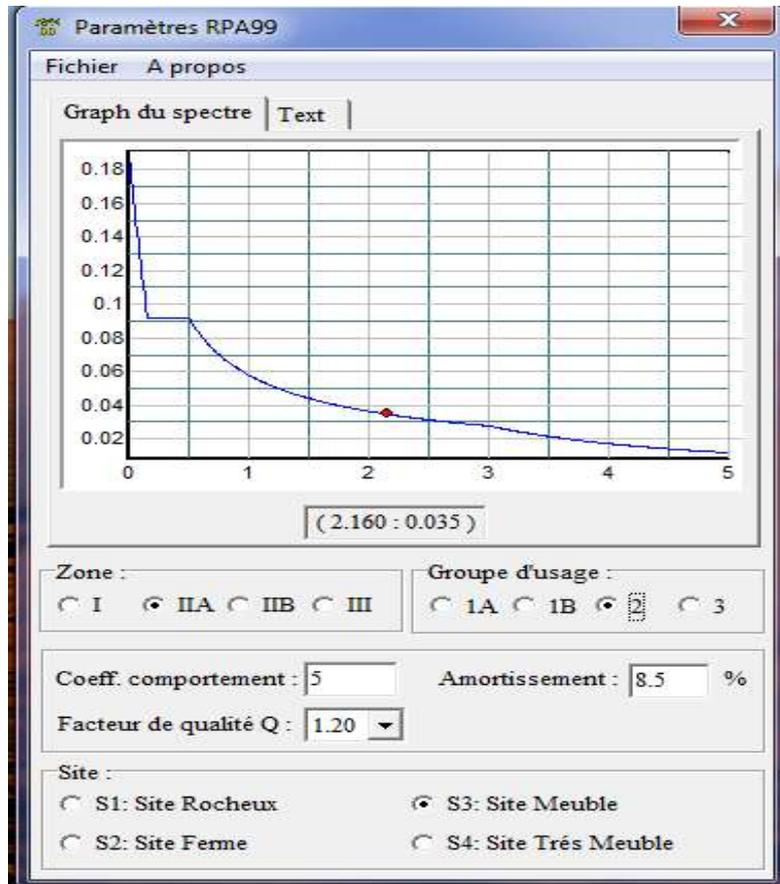


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.4. Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003**, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

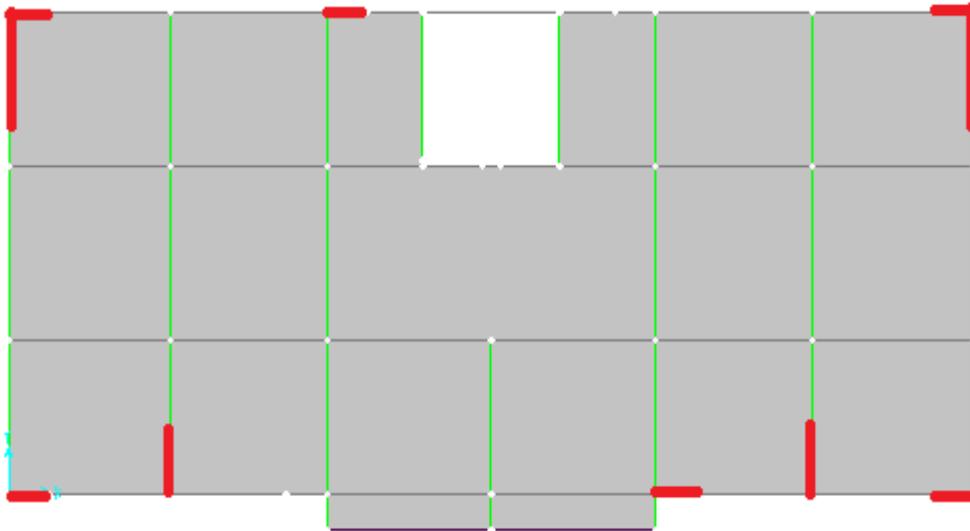


Figure IV.2 : *Disposition des voiles.*

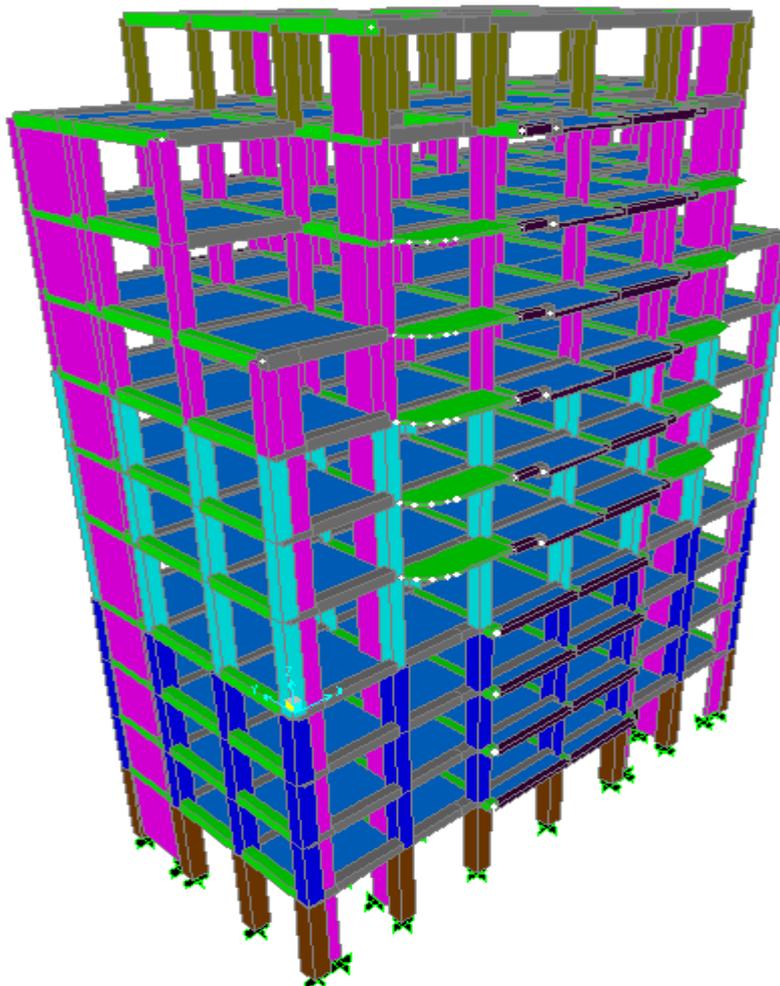


Figure IV.3 : *Vue en 3D du modèle de la structure.*

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.5.1. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20\text{sec}$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas le nombre de modes retenus est de 20.

Remarque : Vu la contrainte architecturale de notre structure et le nombre limité pour la disposition des voiles, on a été obligé d'augmenter la section des poteaux pour satisfaire les exigences du RPA (période et l'effort normal réduit).

➤ **Première mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y) T= 0,785s :**

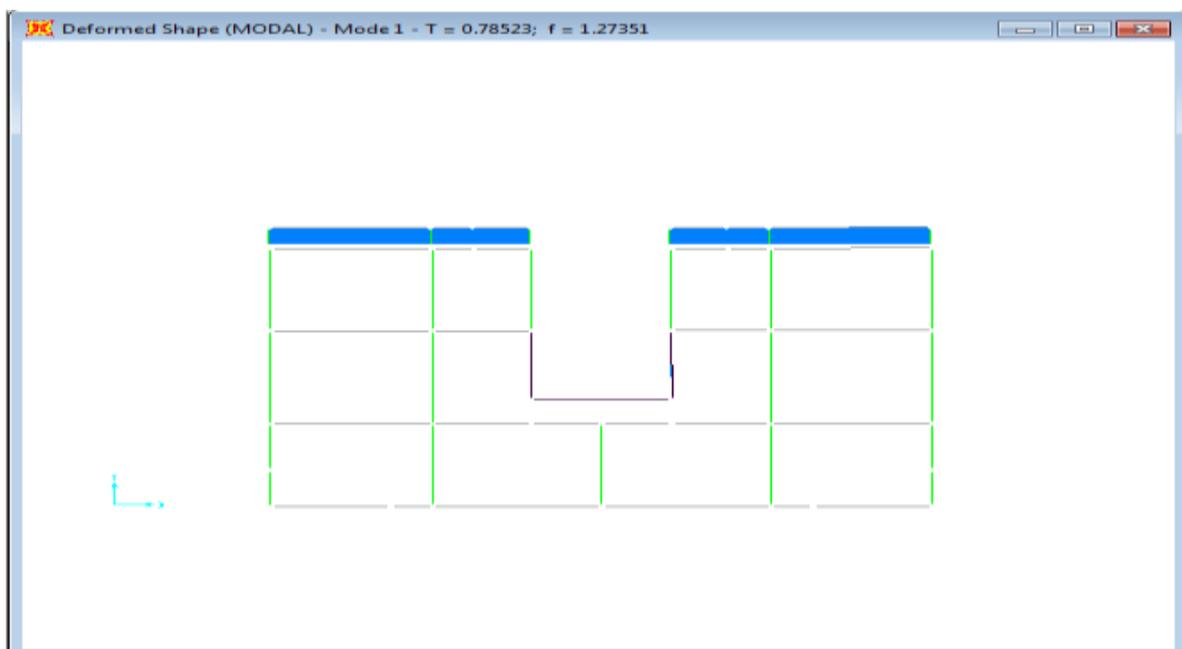


Figure IV.4 : Vue en plan du 1^{er} mode vibration.

- **Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe X-X) $T=0,774$ s :**

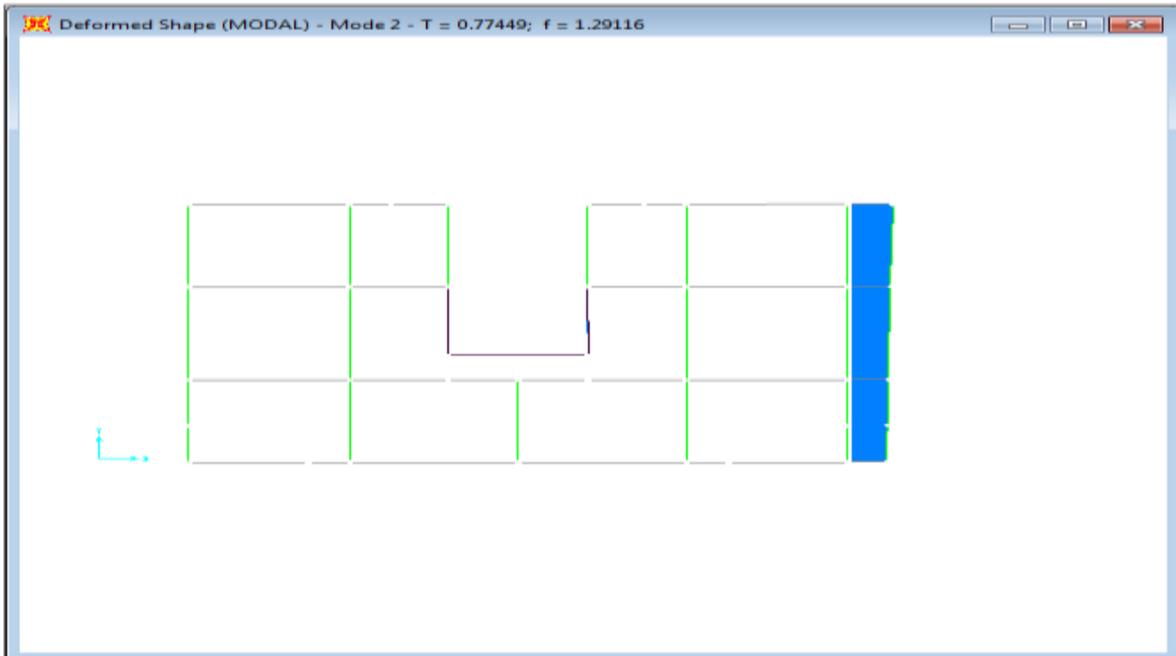


Figure IV.5 : *Vue en plan de 2^{ème} mode vibration.*

- **Troisième mode de vibration (torsion par rapport à l'axe Z) $T=0,587$ s :**

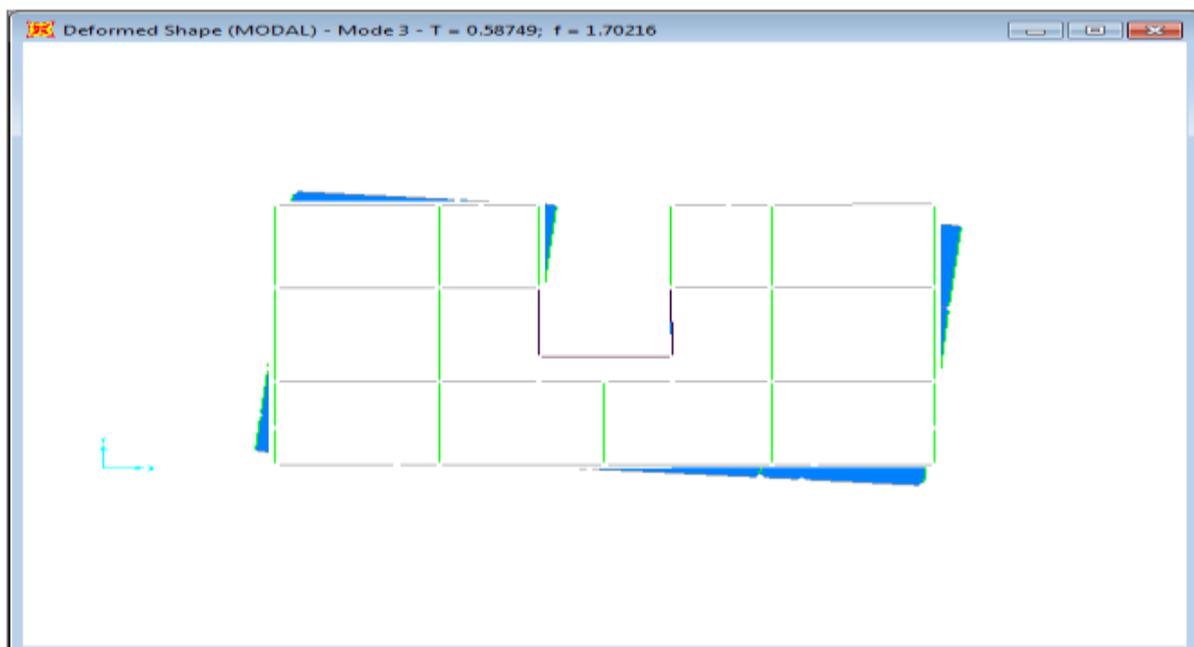


Figure IV.6 : *Vue en plan du 3^{ème} mode de vibration.*

IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/2003** doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

| Mode | Période | Mode individuel | | Somme cumulée | |
|------|----------|-----------------|-------------|---------------|---------|
| | | UX | UY | UX | UY |
| 1 | 0.785228 | 0.00008332 | 0.725 | 0.00008332 | 0.725 |
| 2 | 0.774495 | 0.75592 | 0.00011 | 0.75601 | 0.72511 |
| 3 | 0.587491 | 0.01262 | 0.000021 | 0.76863 | 0.72513 |
| 4 | 0.413553 | 0.000000463 | 0.00018 | 0.76863 | 0.72531 |
| 5 | 0.252092 | 0.10515 | 0.00007584 | 0.87378 | 0.72538 |
| 6 | 0.244426 | 0.00012 | 0.09674 | 0.8739 | 0.82212 |
| 7 | 0.239876 | 0.00004743 | 0.00029 | 0.87395 | 0.8224 |
| 8 | 0.239375 | 0.00005976 | 0.00071 | 0.87401 | 0.82311 |
| 9 | 0.238806 | 0.00017 | 0.00034 | 0.87418 | 0.82345 |
| 10 | 0.237966 | 0.00059 | 0.00034 | 0.87477 | 0.82378 |
| 11 | 0.236064 | 0.00003626 | 0.04137 | 0.87481 | 0.86516 |
| 12 | 0.219424 | 8.018E-08 | 0.00002409 | 0.87481 | 0.86518 |
| 13 | 0.218234 | 2.435E-07 | 0.00002393 | 0.87481 | 0.8652 |
| 14 | 0.216757 | 6.439E-07 | 0.00016 | 0.87481 | 0.86537 |
| 15 | 0.215635 | 0.000005983 | 0.00007039 | 0.87482 | 0.86544 |
| 16 | 0.213774 | 1.289E-08 | 0.006 | 0.87482 | 0.87144 |
| 17 | 0.178632 | 0.0024 | 0.000003074 | 0.87722 | 0.87144 |
| 18 | 0.149462 | 0.04622 | 0.00013 | 0.92344 | 0.87157 |
| 19 | 0.135241 | 0.00056 | 0.03849 | 0.924 | 0.91006 |
| 20 | 0.134844 | 0.00023 | 0.01402 | 0.92423 | 0.92408 |

On remarque que le pourcentage de participation massique est supérieur à 90 % dans les deux sens dans le mode 19.

IV.5.2. Justification de l'interaction « voiles-portique » :➤ **Sous charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale et 80% pour le portique.

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous chargement verticales.

| Niveaux | Charges reprises (KN) | | Pourcentages repris (%) | |
|------------------------|-----------------------|----------|-------------------------|--------|
| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
| Entre sol 1 | 33165.506 | 3411.032 | 90.67 | 9.33 |
| Entre sol 2 | 25666.827 | 4169.6 | 86.03 | 13.97 |
| Entre sol 3 | 25365.372 | 3936.153 | 86.57 | 13.43 |
| Entre sol 4 | 22355.946 | 3513.059 | 86.42 | 13.58 |
| RDC | 18121.08 | 3343.559 | 84.42 | 15.58 |
| 1 ^{er} étage | 13547.431 | 2847.869 | 82.63 | 17.37 |
| 2 ^{ème} étage | 9244.923 | 2246.897 | 80.45 | 19.55 |
| 3 ^{ème} étage | 6929.138 | 1772.793 | 79.63 | 20.37 |
| 4 ^{ème} étage | 6059.852 | 1163.148 | 83.90 | 16.10 |
| 5 ^{ème} étage | 3558.182 | 650.002 | 84.55 | 15.45 |
| 6 ^{ème} étage | 1310.458 | 211.444 | 86.11 | 13.89 |

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

➤ **Sous charge horizontales :**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage et 75% pour les voiles.

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous chargement horizontales.

| Niveaux | x-x' | | | | y-y' | | | |
|------------------------|---------------|-------------|-------|-------|---------------|-------------|-------|-------|
| | Portique (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) | Portique (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) |
| Entre sol1 | 1095.776 | 744.339 | 59.55 | 40.45 | 1218.648 | 559.316 | 68.54 | 31.46 |
| Entre sol2 | 1138.596 | 525.977 | 68.40 | 31.60 | 705.933 | 778.108 | 47.57 | 52.43 |
| Entre sol3 | 1175.451 | 566.038 | 67.50 | 32.50 | 982.91 | 700.223 | 58.40 | 41.60 |
| Entre sol4 | 1225.525 | 411.124 | 74.88 | 25.12 | 1021.364 | 564.547 | 64.40 | 35.60 |
| RDC | 854.504 | 612.832 | 58.24 | 41.77 | 601.023 | 704.557 | 46.03 | 53.97 |
| 1 ^{er} étage | 939.98 | 316.963 | 74.78 | 25.22 | 716.334 | 446.489 | 61.60 | 38.40 |
| 2 ^{ème} étage | 632.173 | 292.104 | 68.40 | 31.60 | 558.846 | 329.769 | 62.89 | 37.11 |
| 3 ^{ème} étage | 470.182 | 274.897 | 63.10 | 36.89 | 454.508 | 280.549 | 61.83 | 38.17 |
| 4 ^{ème} étage | 492.771 | 138.103 | 78.11 | 21.90 | 518.338 | 181.037 | 74.11 | 25.89 |
| 5 ^{ème} étage | 332.835 | 71.531 | 82.31 | 17.69 | 432.465 | 85.206 | 83.54 | 16.46 |
| 6 ^{ème} étage | 139.789 | 15.244 | 90.17 | 9.83 | 181.68 | 39.444 | 82.16 | 17.84 |

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée, et on remarque que les portique travaille plus que les voiles.

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le **RPA99/2003** la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} 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 $\Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

| Résultantes des forces sismiques | V_{dyn} (KN) | V_{sta} (KN) | V_{dyn}/V_{sta} | Remarques |
|----------------------------------|----------------|----------------|-------------------|-----------|
| Ses x-x' | 1840.07 | 1968.84 | 0.934 | Vérifiée |
| Sens y-y' | 1777.96 | 1839.92 | 0.966 | vérifiée |

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que : } N : \text{l'effort normal maximal. ; } B : \text{section du poteau}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28jours.

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

| Etages | Section (cm ²) | N_u (KN) | $N_{réduit}$ | Remarque |
|------------------------|----------------------------|------------|--------------|----------|
| Entre sol 1 | (70×70) | 2076.809 | 0.16953543 | Vérifiée |
| Entre sol 2 | (65×65) | 1836.201 | 0.17384151 | Vérifiée |
| Entre sol 3 | (65×65) | 1625.914 | 0.15393269 | Vérifiée |
| Entre sol 4 | (65×65) | 1420.627 | 0.13449723 | Vérifiée |
| RDC | (55×55) | 1153.015 | 0.15246479 | Vérifiée |
| 1 ^{er} Etage | (55×55) | 958.944 | 0.12680251 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} Etage | (55×55) | 778.47 | 0.10293818 | Vérifiée |
| 3 ^{er} Etage | (50×50) | 599.945 | 0.0959912 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} Etage | (50×50) | 428.566 | 0.06857056 | Vérifiée |
| 5 ^{er} Etage | (50×50) | 259.563 | 0.04153008 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} Etage | (45×45) | 114.412 | 0.0225999 | Vérifiée |

IV.5.5. Vérification vis-à-vis des déplacements :

D'après le RPA99/Version il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

avec : Δ_k : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent ($R=5$).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

| NIV | Sens x-x' | | | | | | | Sens y-y' | | | | | | |
|-------|-----------------------|------------------------|--------------------|--------------------|--------------------------|-----------------------|---------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------------------------|--|
| | δ_{ek} (cm) | δ_{k-1} (cm) | δ_k (cm) | Δ_k (cm) | $1\% \times h_k$ (cm) | Δ_k/h_k (%) | $\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observ | δ_{ek} (cm) | δ_{k-1} (cm) | δ_k (cm) | Δ_k (cm) | Δ_k/h_k (%) | $\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observ | |
| E.S1 | 0.11 | 0 | 0.55 | 0.55 | 408 | 0.0013 | Vérifiée | 0.09 | 0 | 0.45 | 0.45 | 0.0011 | Vérifiée | |
| E.S2 | 0.26 | 0.55 | 1.3 | 0.75 | 306 | 0.0024 | Vérifiée | 0.22 | 0.45 | 1.1 | 0.65 | 0.0021 | Vérifiée | |
| E.S3 | 0.43 | 1.3 | 2.15 | 0.85 | 306 | 0.0027 | Vérifiée | 0.37 | 1.1 | 1.85 | 0.75 | 0.0024 | Vérifiée | |
| E.S4 | 0.6 | 2.15 | 3 | 0.85 | 306 | 0.0027 | Vérifiée | 0.54 | 1.85 | 2.7 | 0.85 | 0.0027 | Vérifiée | |
| RDC | 0.85 | 3 | 4.25 | 1.25 | 408 | 0.0030 | Vérifiée | 0.79 | 2.7 | 3.95 | 1.25 | 0.0030 | Vérifiée | |
| Etg 1 | 1.01 | 4.25 | 5.05 | 0.8 | 306 | 0.0026 | Vérifiée | 0.97 | 3.95 | 4.85 | 0.9 | 0.0029 | Vérifiée | |
| Etg 2 | 1.13 | 5.05 | 5.65 | 0.6 | 306 | 0.0019 | Vérifiée | 1.13 | 4.85 | 5.65 | 0.8 | 0.0026 | Vérifiée | |
| Etg 3 | 1.24 | 5.65 | 6.2 | 0.55 | 306 | 0.0017 | Vérifiée | 1.29 | 5.65 | 6.45 | 0.8 | 0.0026 | Vérifiée | |
| Etg 4 | 1.33 | 6.2 | 6.65 | 0.45 | 306 | 0.0014 | Vérifiée | 1.43 | 6.45 | 7.15 | 0.7 | 0.0022 | Vérifiée | |
| Etg 5 | 1.39 | 6.65 | 6.95 | 0.3 | 306 | 0.0009 | Vérifiée | 1.55 | 7.15 | 7.75 | 0.6 | 0.0019 | Vérifiée | |
| Etg 6 | 1.44 | 6.95 | 7.2 | 0.25 | 306 | 0.0008 | Vérifiée | 1.64 | 7.75 | 8.2 | 0.45 | 0.0014 | Vérifiée | |

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \max = 1.25 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 4.08 \text{ cm}$$

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :

L'effet P- Δ ou effet du 2^o ordre peut négliger dans le cas des bâtiment, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

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 $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet **P- Δ** peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

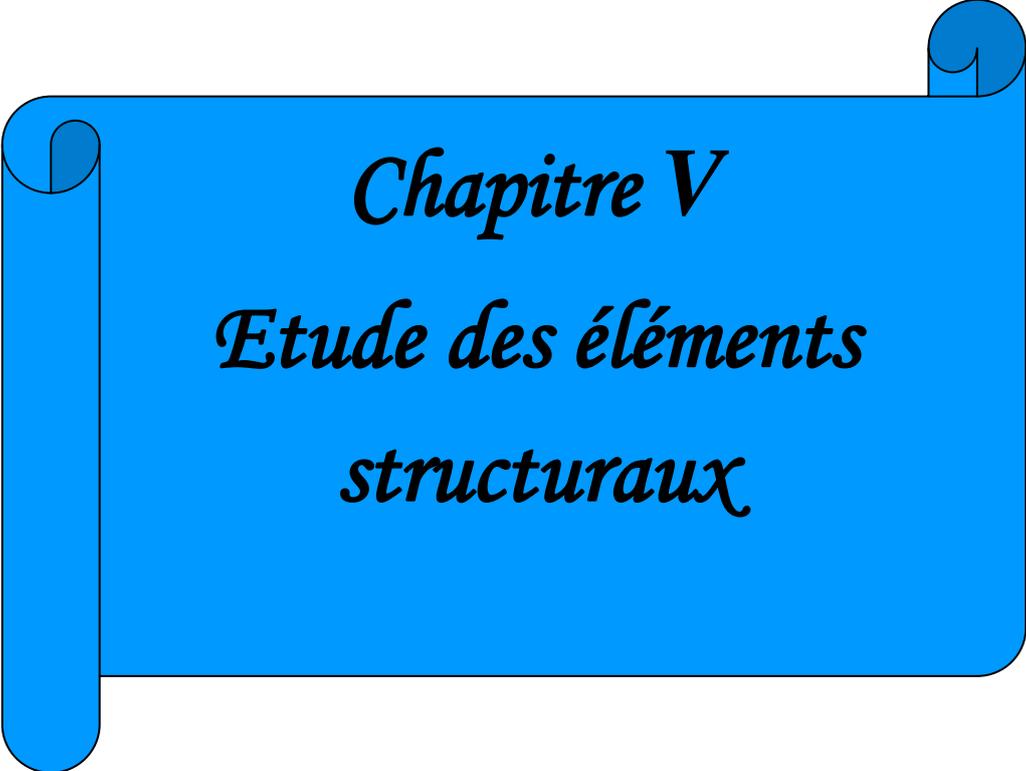
Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ .

| Planches | h_k (cm) | P_k (KN) | Sens x-x' | | | Sens y-y' | | |
|-------------|---------------|------------|-----------------|------------|-----------------|-----------------|------------|------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k (cm) | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k |
| Etage 6 | 408 | 1400.441 | 0.55 | 155.033 | 0.0074 | 0.45 | 221.124 | 0.0093 |
| Etage 5 | 306 | 3869.308 | 0.75 | 404.366 | 0.0094 | 0.65 | 517.671 | 0.0147 |
| Etage 4 | 306 | 6559.713 | 0.85 | 630.874 | 0.0153 | 0.75 | 699.375 | 0.0215 |
| Etage 3 | 306 | 7845.351 | 0.85 | 745.079 | 0.0189 | 0.85 | 735.057 | 0.0279 |
| Etage 2 | 408 | 10335.508 | 1.25 | 924.279 | 0.0219 | 1.25 | 888.615 | 0.0304 |
| Etage 1 | 306 | 14726.294 | 0.8 | 1256.943 | 0.0306 | 0.9 | 1162.823 | 0.0372 |
| RDC | 306 | 19305.417 | 0.6 | 1467.336 | 0.0403 | 0.8 | 1305.58 | 0.0453 |
| Entre sol 1 | 306 | 22675.291 | 0.55 | 1636.649 | 0.0385 | 0.8 | 1585.911 | 0.0397 |
| Entre sol 2 | 306 | 25829.252 | 0.45 | 1741.489 | 0.0412 | 0.7 | 1683.133 | 0.0376 |
| Entre sol 3 | 306 | 26364.96 | 0.3 | 1664.573 | 0.0388 | 0.6 | 1484.041 | 0.0377 |
| Entre sol 4 | 306 | 32553.5 | 0.25 | 1840.115 | 0.0238 | 0.45 | 1777.64 | 0.0202 |

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0,1 donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.6. Conclusion:

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influente considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis au séisme.



Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

V.1.INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre à tous genres de sollicitations.

V.2.ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Leur ferraillement se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons 8 types de poteaux à étudier :

Tableau. V.1. Sections finales des poteaux.

| Etages | E.sol 1 | 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 6 ^{ème} étage |
|----------------------------|---------|--|---|--|------------------------|
| Section (cm ²) | (70×70) | (65×65) | (55×55) | (50×50) | (45×45) |

V.2.1.Recommandations du RPA99 /2003 :**a) Les armatures longitudinales RPA99/2003(article 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

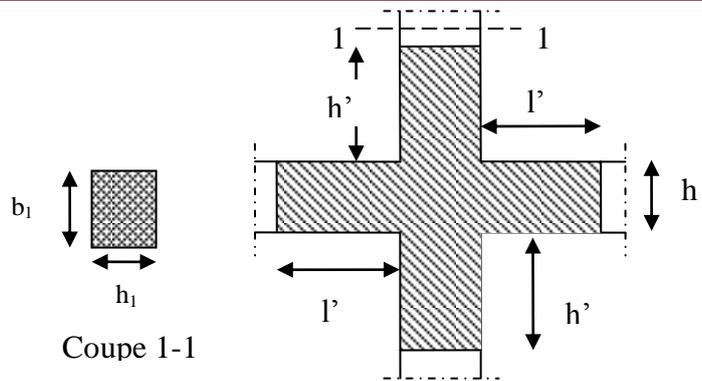


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA99/2003.

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) zone courante | A _{max} (cm ²) zone de recouvrement |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| 1 ^{er} Entre sol | 70×70 | 39,2 | 196 | 294 |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} Entre sol | 65×65 | 33,8 | 169 | 253,5 |
| RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 55×55 | 28,8 | 144 | 216 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 50×50 | 20 | 100 | 150 |
| 6 ^{ème} étages | 45×45 | 16,20 | 81 | 121,5 |

b) Armatures transversales RPA99/2003 (article 7.4.2.2) :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa.

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux.

| Niveau | $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ | | $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$ | | $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ | |
|---|---|----------|---|----------|---|----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) |
| 1 ^{er} entre sol | 2256.204 | 157.1585 | 211.4678 | 1020.576 | 20.263 | 24.1219 |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 1836.201 | 15.9418 | 156.2219 | 883.191 | 7.473 | 27.6507 |
| RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 1153.015 | 11.9004 | 111.7906 | 465.954 | 19.044 | 21.29 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 599.945 | 13.1056 | 86.549 | 316.523 | 0.221 | 3.0784 |
| 6 ^{ème} étage | 155.543 | 14.7652 | 59.3761 | 49.032 | 0.846 | 19.2443 |

V.2.3. Ferrailage des poteaux :**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit le calcul d'un poteau le plus sollicité :

➤ Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0.63\text{m}; \quad d_0 = 0.07\text{m}$$

$$N = 2256.204\text{KN (de compression).}$$

$$M = 157.1585\text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad e_G = M/N = 0.069\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A, A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b h f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 157.1585 + 2256.204 \times \left(0.63 - \frac{0.7}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 788.90 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Leftrightarrow 2256.204 \times 10^{-3} \times (0.63 - 0.07) - 788.90 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.07) \times 0.7^2 \times 14.2$$

$$(I) \Leftrightarrow 0.47 \geq 1.25 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{788.90 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63^2 \times 14.2} = 0.1999 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.282$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.63(1 - 0.4 \times 0.282) = 0.559\text{m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{788.90 \times 10^{-3}}{0.559 \times 348} = 40.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -24.28 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 211.4678\text{m}, N = 1020.576\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.207\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section des armatures.

(I) $\Rightarrow 0.094 \geq 1.25$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_A = 497.23\text{KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.126 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.169 \Rightarrow z = 0.587\text{m} \Rightarrow A_1 = 24.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -4.99\text{cm}^2 \leq 0$$

➤ Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$M = 24.1219\text{KN.m}, N = 20.263\text{KN} \Rightarrow e_G = 1.19\text{m}$$

Donc le centre de pression est en dehors de la section d'armatures.

(I) $\Rightarrow -0.018 \geq 1.25$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée, la méthode de

calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_A = 29.79 \text{KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0076 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0095 \Rightarrow z = 0.627 \text{m} \Rightarrow A_1 = 1.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0.78 \text{cm}^2$$

Pour l'exemple a) calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

On a les exigences RPA99 :

➤ **Calcul des armatures longitudinales:**

$$A_{Rpa} = 0.8\% (b_1 h_1) = 0.008 \times 0.7 \times 0.7 = 39.2 \text{cm}^2$$

Donc le ferrailage pour le poteau de 1^{er} entre sol, sera le suivant :

$$A_{\min} = 39.2 \text{cm}^2 > \text{Calculée.}$$

$$\text{Soit } A = 8T20 + 8T16 = 41,21 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage maximal :**

$$A_{\max} = 4\% (b_1 h_1) \text{ en zone courant.}$$

$$A_{\max} = 4\% (b_1 h_1) = 0.004 \times 0.7 \times 0.7 = 196 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b_1 h_1) \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_{\max} = 6\% (b_1 h_1) = 0.06 \times 0.7 \times 0.7 = 294 \text{ cm}^2$$

• **Le diamètre minimal :**

$$(\Phi = 16) > (\Phi_{\min} = 12 \text{mm})$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t/t = \rho V_u / h f_c$$

$$l_0 = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b_1} = 0.7 \times l_0 / b_1 = 0.7 \times 3.63 / 0.7 = 3.63 < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$$

• **Calcul de l'espacement :**

- en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{cm})$$

$$t \leq \min(10 \times 2, 15 \text{cm}) \Rightarrow t \leq 15 \text{cm}$$

Soit **t=10cm**

-en zone courante :

$$t \leq 15\phi_t \text{ en zone courante.}$$

$$t \leq 15 \times 2 \Rightarrow t \leq 30 \text{cm en zone courante.}$$

Soit **t=15cm.**

$$V_u = 141.509 \text{KN .m}$$

$$A_t = (\rho \times V_u \times t) / (h f_c)$$

$$A_t = (3.75 \times 141.509 \times 15) / (70 \times 400)$$

$$A_t = 2.84 \text{cm}^2$$

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\Phi t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$$

$$\Phi t \geq \frac{20}{3} = 6.66\text{mm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^{max} = 141.509\text{KN}$$

$$F.P.N \bar{\tau} = \min(0.13f_c, 28, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = V_u / bd = \frac{141.509 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63} = 0.32\text{MPa} < 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les poteaux des différents niveaux :

Tableau.V.4. Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

| Niveau | Section | N (KN) | M (KN.m) | A _{RPA} cm ² | A _{adop} cm ² | Barres |
|---|---------|----------|----------|----------------------------------|-----------------------------------|------------|
| 1 ^{er} entre sol | 70×70 | 2256.204 | 157.1585 | 39.2 | 41.21 | 8T20+8T16 |
| | | 1020.576 | 211.4678 | | | |
| | | 20.263 | 24.1219 | | | |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 65×65 | 1836.201 | 15.941 | 33.8 | 36.70 | 4T20+12T16 |
| | | 883.191 | 156.2219 | | | |
| | | 7.473 | 27.6507 | | | |
| RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 55×55 | 1153.015 | 11.9004 | 24,20 | 26,51 | 4T16+12T14 |
| | | 465.954 | 111.7906 | | | |
| | | 19.044 | 21.29 | | | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 50×50 | 599.945 | 13.1056 | 20.00 | 24,63 | 16T14 |
| | | 316.523 | 86.549 | | | |
| | | 0.221 | 3.0784 | | | |
| 6 ^{ème} étage | 45×45 | 155.543 | 14.7652 | 16,20 | 18,47 | 12T14 |
| | | 49.032 | 59.3761 | | | |
| | | 0.846 | 19.2443 | | | |

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du **RPA99/2003**.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.5. Armatures transversales dans les poteaux.

| Section cm ² | ϕ_1^{\min} cm | l_f cm | λ_g | V_u KN | l_r cm | St zone nodale | St zone courante | A_t^{\min} cm ² | A_t cm ² | A^{adop} cm ² | n ^{bre} de barres |
|----------------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------------|------------------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| 70×70 | 1.6 | 254.1 | 3.63 | 141.509 | 80 | 10 | 15 | 1.48 | 2.84 | 6.28 | 8T10 |
| 65× 65 | 1.6 | 182.7 | 2.81 | 180.60 | 80 | 10 | 15 | 2.21 | 3.91 | 4.02 | 8T8 |
| 55× 55 | 1.4 | 254.1 | 4.62 | 92.043 | 64 | 10 | 15 | 0.57 | 1.57 | 4.02 | 8T8 |
| 50× 50 | 1.4 | 182.7 | 3.65 | 55.14 | 56 | 10 | 15 | 1.14 | 1.55 | 3.02 | 6T8 |
| 45× 45 | 1.4 | 182.7 | 4.06 | 35.81 | 56 | 10 | 15 | 0.91 | 1.12 | 3.02 | 6T8 |

V.2.4. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement):

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. **BAEL91/99 (article 4.4.1).**

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C et le 1^{er} entre sol, avec une longueur de $l_0 = 4,08\text{m}$ et un effort normal égal à : 2256.204KN.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad \text{(Rayon de giration).}$$

D'où : $\lambda = \frac{2.856}{0.20} = 14.28 \Rightarrow \alpha = 0.823$

$$B_r = (b-2)(h-2) \\ B_r = 4624 \text{ cm}^2 \quad \text{(Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.823 \times \left(\frac{0,4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 8226.99 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2256.204 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime.

| Niveau | Section (cm ²) | l ₀ (m) | l _f (cm) | i (m) | λ | α | A _s (cm ²) | B _r (m ²) | N _u (KN) | N _{max} (KN) |
|---|----------------------------|--------------------|---------------------|-------|-------|------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------|
| Entre sol 1 | 70x70 | 3.63 | 254.1 | 0.20 | 12.71 | 0.83 | 41.21 | 0.4624 | 8296.97 | 2256.204 |
| Entre sol 2,3,4 | 65x65 | 2.61 | 182.7 | 0.19 | 9.62 | 0.84 | 36.70 | 0.3969 | 7246.28 | 1836.201 |
| RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 55x55 | 3.63 | 254.1 | 0.17 | 14.95 | 0.82 | 30.29 | 0.3364 | 5972.22 | 1153.015 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 50x50 | 2.61 | 182.7 | 0.14 | 13.05 | 0.83 | 24.63 | 0.2304 | 4252.39 | 599.945 |
| 6 ^{ème} | 45x45 | 2.61 | 182.7 | 0.13 | 14.05 | 0.82 | 18.47 | 0.1849 | 3334.53 | 155.543 |

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u$. (Vérifiée).

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau là où il y a la réduction de section, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

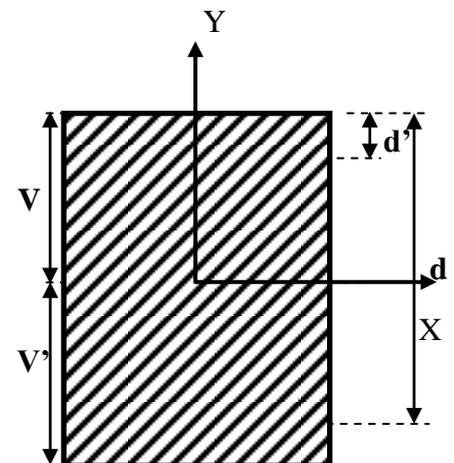


Figure V.2. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.7. Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux.

| Niveaux | Entre sol 1 | Entre sol 2,3,4 | RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 6 ^{ème} |
|------------------------------------|-------------|-----------------|---|--|------------------|
| Section (cm ²) | 70x70 | 65x65 | 55x55 | 50x50 | 45x45 |
| d (cm) | 63 | 58.5 | 49.5 | 45 | 40.5 |
| B (m ²) | 0.5518 | 0.4775 | 0.3422 | 0.2869 | 0.2302 |
| A (cm ²) | 20.60 | 18.35 | 13.255 | 12.315 | 9.235 |
| V (cm) | 35 | 32.5 | 27.5 | 25 | 22.5 |
| V' (cm) | 35 | 32.5 | 27.5 | 25 | 22.5 |
| I _{gg} (cm ⁴) | 0.025 | 0.018 | 0.0096 | 0.0067 | 0.0043 |
| N _{ser} (KN) | 1613.632 | 1428.717 | 887.693 | 461.559 | 120.293 |
| M _{ser} (KN.m) | 3.979 | 12.591 | 10.082 | 10.430 | 11.455 |
| M _{serG} (MN.m) | 0.003979 | 0.01259 | 0.01008 | 0.01043 | 0.01145 |
| σ _{bc1} (MPa) | 5.57 | 3.22 | 2.88 | 1.99 | 1.12 |
| σ _{bc2} (MPa) | 2.87 | 2.76 | 2.31 | 1.22 | 0.7 |
| σ̄ _{bc} (MPa) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Observation | vérifiée | Vérifiée | vérifiée | vérifiée | vérifiée |

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles RPA 99/2003 (article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_c 28$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

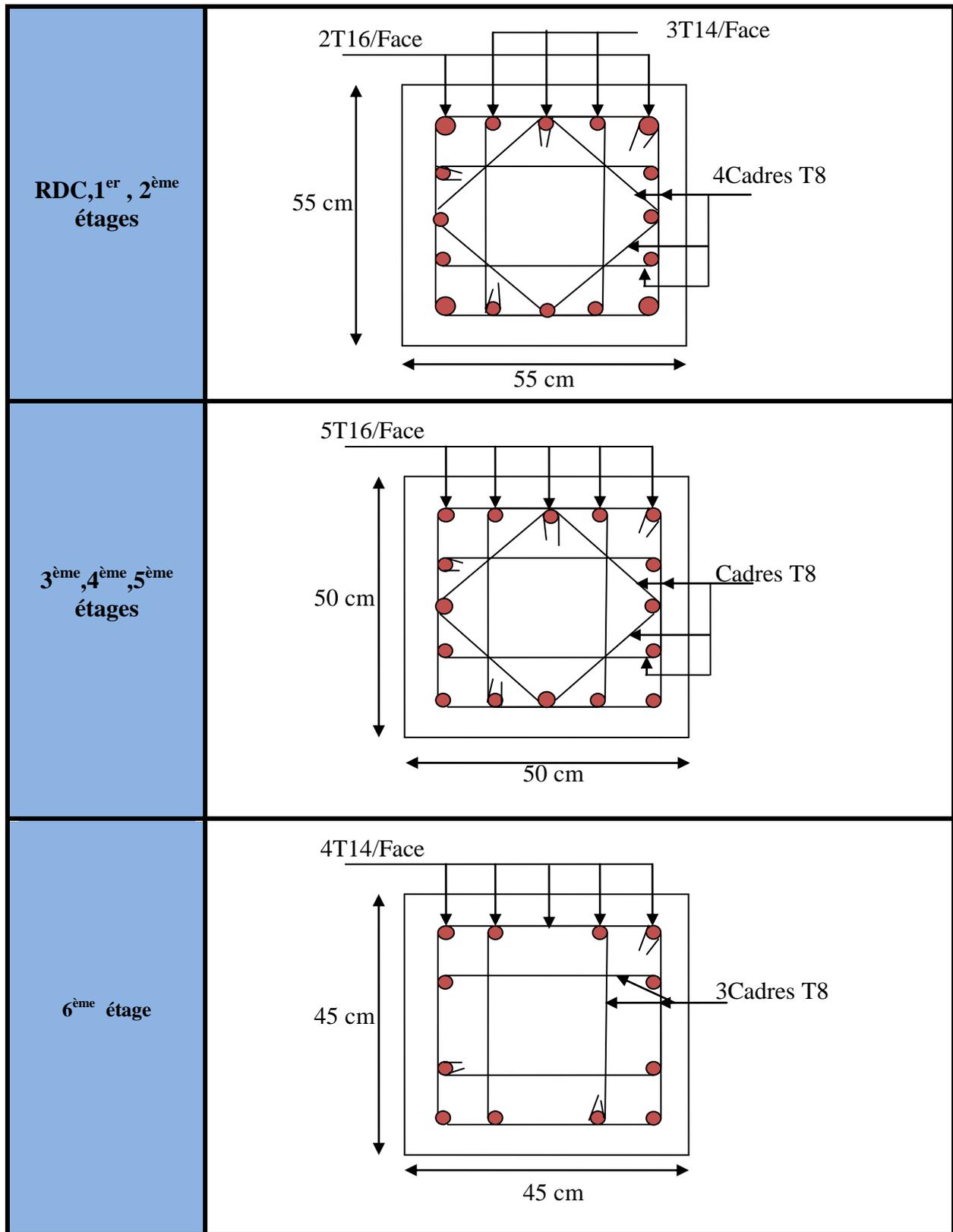
Tableau V.8. Vérifications les contraintes tangentielles.

| Niveau | Section (cm ²) | l_f (cm) | λ_g | ρ_d | d (cm) | V_u (KN) | τ (MPa) | $\bar{\tau}_{adm}$ (MPa) |
|---|----------------------------|------------|-------------|----------|----------|------------|--------------|--------------------------|
| Entre sol 1 | 70x70 | 254.1 | 3.63 | 0.04 | 63 | 141.509 | 0.32 | 1 |
| Entre sol 2,3,4 | 65x65 | 182.7 | 2.81 | 0.04 | 58,5 | 180.60 | 0.44 | 1 |
| RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 55x55 | 254.1 | 4.62 | 0.04 | 49.5 | 92.043 | 0,36 | 1 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 50x50 | 182.7 | 3.65 | 0.04 | 45 | 55.14 | 0.39 | 1 |
| 6 ^{ème} étage | 45x45 | 182.7 | 4.06 | 0.04 | 40.5 | 35.81 | 0.20 | 1 |

Du tableau ci- dessus on remarque que $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ donc la contrainte tangentielle dans le béton est vérifiée \Rightarrow pas de risque de cisaillement.

Tableau V.9. ferrailage des sections des poteaux.

| Niveau | Schéma de ferrailage des poteaux |
|---|---|
| 1 ^{er} entre sol | <p>3T20/Face 2T16/Face</p> <p>70 cm</p> <p>70 cm</p> <p>4Cadres T8</p> |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | <p>2T20/Face 3T16/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>4Cadres T8</p> |



V.2.5.Principe de ferrailage et réduction des poteaux :

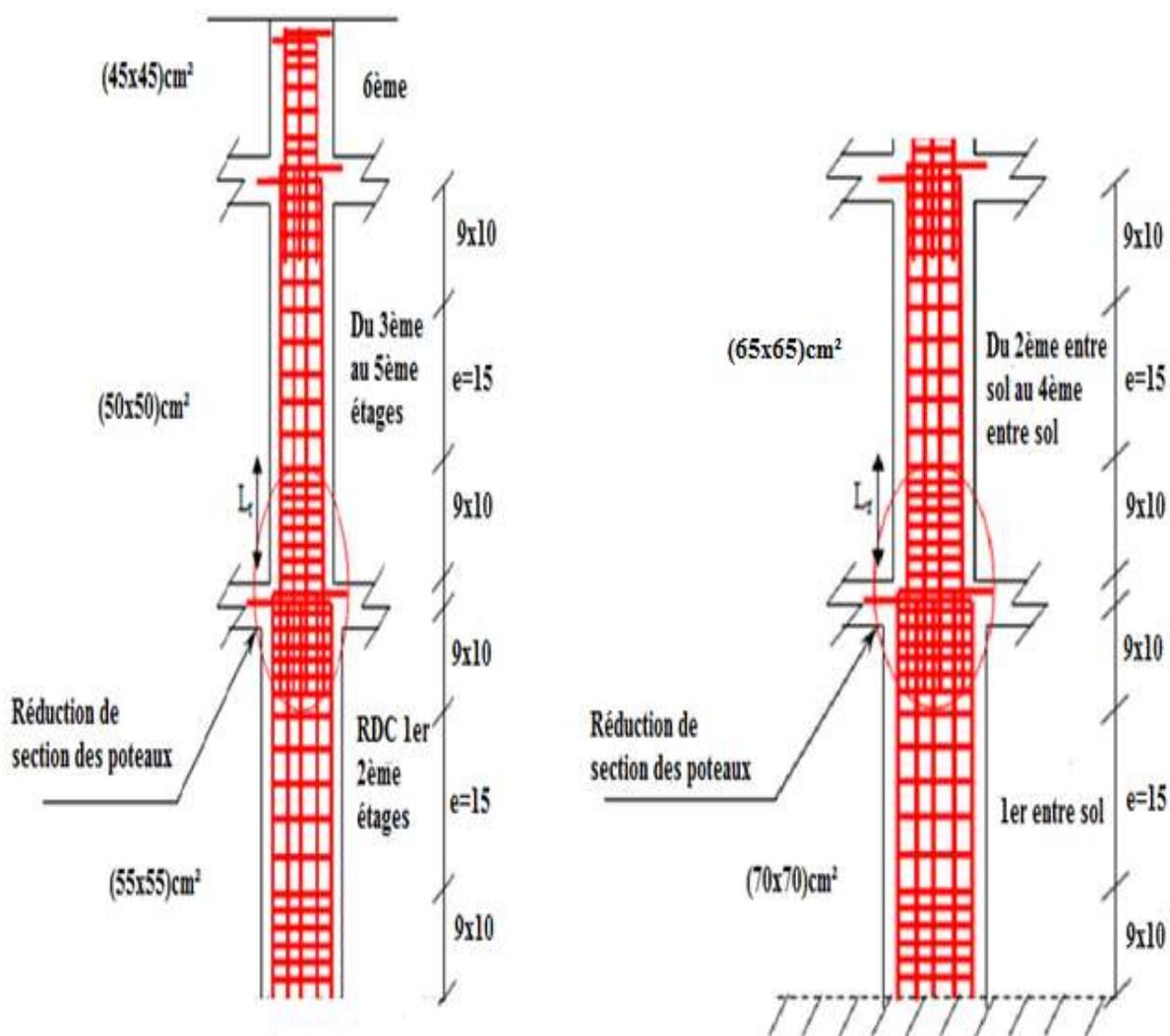


Figure V.3.Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

V.3.ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, Après détermination des sollicitations moment+effort tranchant (M, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000/V14.0**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003(article 5.2)** suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$

- $G + Q - E$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

Pour notre projet on a deux types des poutres à étudier :

- poutres principales (45×40).
- poutres secondaires (45×40).

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

▪ Les armatures longitudinales RPA99/2003(article 7.5.2.1):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre 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 appuis.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V5, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (la 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 poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

▪ Les armatures transversales RPA99/2003(article 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \text{ en zone II.}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \text{ Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Les sollicitations :

- Les sollicitations des poutres principales et secondaires sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau .V.10.Sollicitation des poutres principales et secondaires.

| | Poutres principales (45×40) | | | Poutres secondaires (45×40) | | |
|----------------------------------|-----------------------------|---------------|---------|-----------------------------|---------------|---------|
| Niveau | M_t KN.m | M_a KN.m | V KN | M_t KN.m | M_a KN.m | V KN |
| Poutres de niveau commercial | 138.687 | 136.451 | 193.886 | 127.671 | 144.519 | 251.882 |
| Poutres des niveaux d'habitation | 141.771 | 144.839 | 209.069 | 143.094 | 147.812 | 265.553 |
| Poutres de la toiture | 25.767 | 43.724 | 41.466 | 26.653 | 47.655 | 54.691 |

V.3.2.Ferraillage des poutres :

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du **RPA99/2003**.

a) Armatures longitudinales :

Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du **RPA99/2003**.

1.3 Calcul du ferraillage :

A) Méthode de calcul des armatures à l'ELU (Flexion Simple) :

→ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15)$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

Tableau. V.11. Ferrailages des poutres principales et secondaire.

| Niveaux | Type de poutre | Section (cm ²) | localisation | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{réalisé} (cm ²) |
|----------------------------------|-------------------|----------------------------|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| Poutres de niveau commercial | Poutre principale | 45x40 | Appui | 8.59 | 9 | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | | | Travée | 8.76 | | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | Poutre secondaire | 45x40 | Appui | 9.15 | 9 | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | | | Travée | 8.02 | | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| Poutres des niveaux d'habitation | Poutre principale | 45x40 | Appui | 9.17 | 9 | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | | | Travée | 8.95 | | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | Poutre secondaire | 45x40 | Appui | 9.36 | 9 | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| | | | Travée | 9.03 | | 3T16+3T12=9.42cm ² |
| Poutres de la toiture | Poutre principale | 45x40 | Appui | 3.06 | 9 | 3T16 = 6.03cm ² |
| | | | Travée | 1.55 | | 3T12 = 3.39cm ² |
| | Poutre secondaire | 45x40 | Appui | 2.89 | 9 | 3T16 = 6.03cm ² |
| | | | Travée | 1.60 | | 3T12 = 3.39cm ² |

Avec : A_{RPA}

A_{min} = 0.5% x 45 x 40 = 9cm² en toute section pour les poutres principales et secondaires.

Les longueurs de recouvrement :

- La longueur minimale des recouvrements est :

$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm.}$

$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm.}$

$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm.}$

b) Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

▪ **Poutres principales :** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 4)$

$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Poutres secondaires** : $\phi \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1,2; 1,28; 4)$

$$\phi_t \leq 1,2cm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le **RPA99/2003** :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$.

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25cm; 14,4cm; 30cm)$ Soit : **S_t=10 cm.**

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25cm; 14.4cm, 30cm)$ Soit : **S_t=10 cm.**

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm$; Soit : **S_t=15cm.**

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm$; Soit : **S_t=15cm.**

- **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1,8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.3. Vérifications :

A ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.02cm^2 \leq A = 3,14 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

2) Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$

Tableau. V.12. Vérification de l'effort tranchant.

| Poutres | V _u (KN) | τ _{bu} (MPa) | Observation |
|---------------------|---------------------|-----------------------|-------------|
| Poutres principales | 209.069 | 1.24 | Vérifiée |
| Poutres secondaires | 265.553 | 1.58 | Vérifiée |

On remarque que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable.

▪ **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[209.069 - \frac{144.839}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5.01 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 209.069 \times 10^{-3}}{400} = 6.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Poutres secondaires :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[265.553 - \frac{147.812}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3.61 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 265.553 \times 10^{-3}}{400} = 7.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

À l'ELS :

1) **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 A_y - 15 d A = 0$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2 \right]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton.

| poutres | Localisation | M _{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) |
|---------------------|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|
| Poutres principales | Appui | 39.88 | 127824.33 | 14.05 | 4.38 | 15 |
| | Travée | 36.56 | 127824.33 | 14.05 | 4.02 | 15 |
| Poutres secondaires | Appui | 55.66 | 127824.33 | 14.05 | 6.12 | 15 |
| | Travée | 27.92 | 127824.33 | 14.05 | 3.07 | 15 |

3) **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91/99**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

Poutres principales et principales :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{402.5} = 0.112 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.112 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{36.56}{10 \times 59.74} = 0.061 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

4) Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.

| Niveaux | Section (cm ²) | Z (cm) | A _s (cm ²) | M _R (KN.m) |
|---|----------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------|
| Entre sol 1 | 70×70 | 59.50 | 41.21 | 853.29 |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} Entres sols | 65×65 | 55.25 | 36.70 | 705,63 |
| RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages | 55×55 | 46.75 | 26.51 | 431,29 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 50×50 | 42.50 | 24.63 | 364,27 |
| 6 ^{ème} étages | 45×45 | 38.25 | 18.47 | 245.85 |

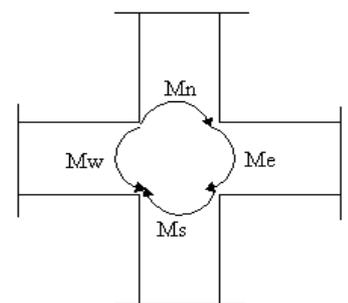


Figure V.4. La zone nodale.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats des moments résistant dans les poutres et les vérifications dans les zones nodales sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales.

| Niveau | M_N | M_S | M_N+M_S | M_W | M_E | $1.25 (M_W+M_E)$ | Obs. |
|-------------|--------|--------|----------------|--------|--------|------------------|----------|
| Entre sol 1 | 853.29 | 853.29 | 1706.58 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Entre sol 2 | 705.63 | 853.29 | 1558.92 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Entre sol 3 | 705.63 | 705.63 | 1411.26 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Entre sol 4 | 705.63 | 705.63 | 1411.26 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| RDC | 431.29 | 705.63 | 1136.92 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage1 | 431.29 | 431.29 | 862.58 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage2 | 431.29 | 431.29 | 862.58 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage3 | 364.27 | 431.29 | 795.56 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage4 | 364.27 | 364.27 | 728.54 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage5 | 364.27 | 364.27 | 728.54 | 125.39 | 125.39 | 250.78 | vérifiée |
| Etage6 | 245.85 | 364.27 | 610.12 | 80.26 | 80.26 | 160.52 | vérifiée |

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres :

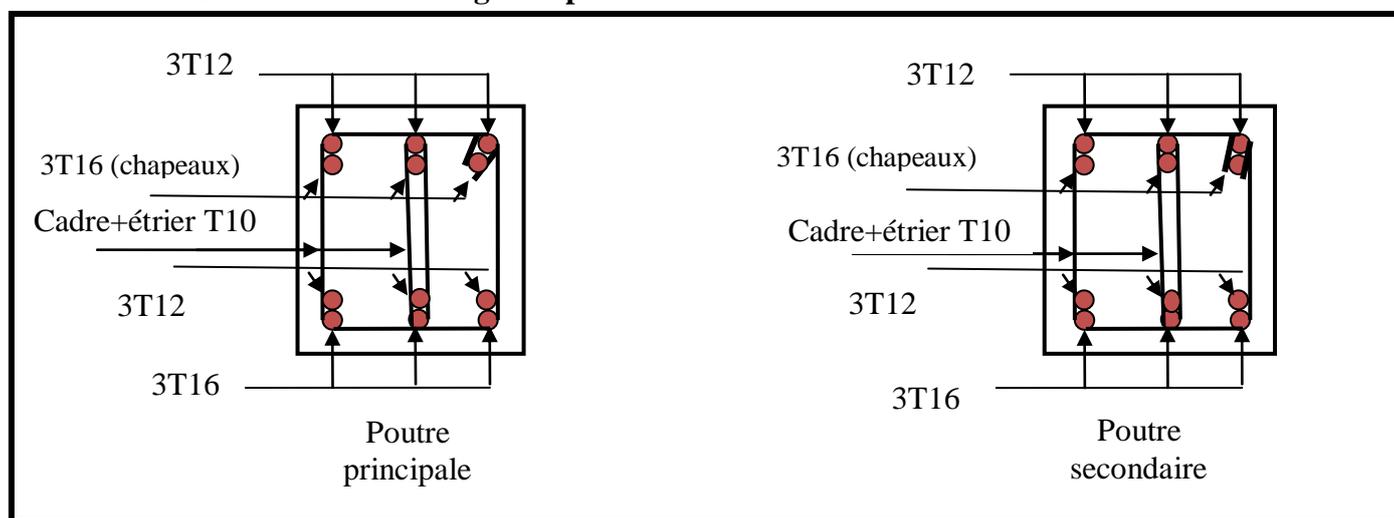


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires dans les niveaux commercial et habitations.

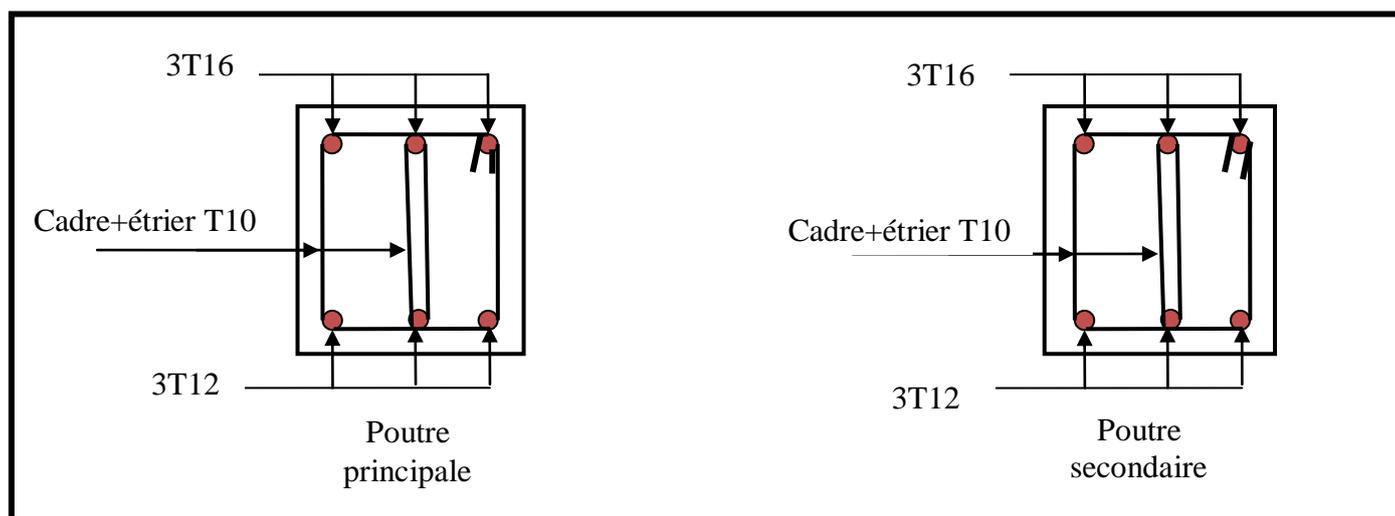


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires dans le niveau toiture.

V.4. ETUDE DES VOILES :

Le **RPA/99/2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA99/2003 :

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

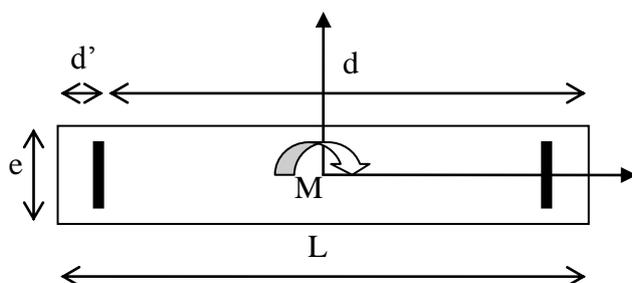


Figure. V.7. Schéma d'un voile plein.

Les Sollicitation les plus défavorables dans les voiles :

Tableau V.16.Sollicitations dans le voile Vx1.

| Niveau | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ | | V (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|--------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 389.208 | 119.7347 | 144.4848 | 60.978 | 48.187 | 15.0449 | 42.914 |
| RDC 1,2,3 étages | 214.109 | 17.8387 | 91.232 | 190.11 | 39.541 | 3.8907 | 81.846 |

Tableau V.17.Sollicitations dans le voile Vx4.

| Niveau | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ | | V (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 577.296 | 16.6212 | 129.8679 | 53.725 | 8.385 | 126.725 | 39.309 |
| RDC 1,2,3 étages | 377.127 | 19.4372 | 77.163 | 227.875 | 12.353 | 1.4268 | 69.852 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 101.831 | 29.279 | 29.279 | 101.831 | 2.274 | 5.9425 | 39.269 |

Tableau V.18.Sollicitations dans le voile Vx2.

| Niveau | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ | | V (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 607.087 | 114.42 | 166.8672 | 66.775 | 39.855 | 158.6015 | 54.256 |
| RDC 1,2,3 étages | 543.429 | 2.2737 | 90.0302 | 322.375 | 186.397 | 88.5667 | 67.899 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages | 245.046 | 9.2814 | 29.9393 | 156.026 | 99.846 | 28.187 | 33.036 |

Tableau V.19.Sollicitations dans le voile Vy1.

| Niveau | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ | | V (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 551.413 | 279.1097 | 279.1097 | 551.413 | 51.088 | 194.6742 | 94.748 |
| RDC 1,2,3 étages | 582.77 | 40.9921 | 176.0631 | 406.349 | 274.91 | 160.2274 | 119.368 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages | 249.325 | 4.1128 | 66.4366 | 95.439 | 46.342 | 53.8833 | 79.126 |

Tableau V.20. Sollicitations dans le voile Vy3.

| Niveau | $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ | | $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$ | | $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ | | V (KN) |
|---|---|----------|---|---------|---|----------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | 723.659 | 613.6027 | 885.5371 | 16.214 | 16.214 | 885.5371 | 239.378 |
| RDC 1,2,3 étages | 646.639 | 23.8842 | 402.111 | 534.394 | 237.805 | 73.8264 | 265.425 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages | 301.726 | 103.79 | 103.79 | 301.726 | 29.294 | 93.2371 | 66.778 |

Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée)

Pour le voile vx1 avec les sollicitations suivantes :

$$N = 60.978\text{KN}$$

$$M = 144.4848\text{KNm}$$

$$V = 42.914\text{KN}$$

a) Calcul des armatures verticales :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{144.4848}{60.978} = 2.369\text{m}$$

$$Y_G = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0.5\text{m}$$

$e_G < Y_G \Rightarrow N$ est un effort de compression et c en dehors de la section.

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

Le calcul ce fait par assimilation à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times L.$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - y_G) = 144.4848 + 60.978 \times (0.9 - 0.5) = 168.876\text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{168.876 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9^2 \times 18.48} = 0.056 < (\mu_l = 0.186)$$

$$\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}, f_{st} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.874\text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{168.876 \times 10^{-3}}{0.874 \times 400} - \frac{60.978 \times 10^{-3}}{400} = 3.31\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times L \times e = 3\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{T}12 = 5.65\text{cm}^2$$

Espacement des armatures verticales (St) :

$$S_t \leq \min(1.5b, 30\text{cm})$$

$$\text{Soit } S_t = 20\text{cm}.$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times 20, 30\text{cm})$$

b) Calcul des armatures horizontales :

Pour $S_t = 20\text{cm}^2$ on aura :

- $A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.24 \times 0.20 \times 0.20}{0.8 \times 400} = 0.3 \text{ cm}^2$
- $A_t \geq \frac{0.4 \times e \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.20 \times 0.20}{400} = 0.4 \text{ cm}^2$

$A_t = \max(0.3, 0.4) = 0.4 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 0.15\% b \times s_t = 0.0015 \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$

On choisit : **2T8** = 1.01 cm² chaque 20cm.

c) Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du **RPA99/2003 Art (7.7.2.)** comme suit :

$\tau_{\text{adm}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$

$\tau_U = 1.4 \times \frac{V}{b \times d} = 1.4 \times \frac{42.914 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9} = 0.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{\text{BAEL}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_{v\min}^{\text{RPA}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{\text{adap}} / \text{face}$: Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face. S_t : Espacement.

A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{\text{adap}} / \text{ml}$: Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$A_H^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adpt}}}{4}$ $A_v^{\text{adpt}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Tableau V.21. Résultats du ferrillage du voile Vx1.

| Niveau | 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages |
|---|--|--|
| L (cm) | 100 | 100 |
| e (cm) | 20 | 20 |
| M (KN.m) | 144.4848 | 214.109 |
| N (KN) | 60.978 | 17.8387 |
| V (KN) | 42.914 | 81.846 |
| τ_U (MPa) | 0.34 | 0.64 |
| $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 |
| Section | SPC | SEC |
| $A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$ | 3.69 | 3.345 |

| | | |
|--------------------------------------|------|------|
| $A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$ | 3 | 3 |
| $N^{\text{barre}} \text{ /face}$ | 5T12 | 5T12 |
| $A_v \text{ adp/face (cm}^2\text{)}$ | 5.65 | 5.65 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 |
| $A_h \text{ cal (cm}^2\text{)}$ | 0.40 | 0.8 |
| $A_h \text{ min (cm}^2\text{)}$ | 0.6 | 0.6 |
| N^{barre} | 2T8 | 2T8 |
| $A_h \text{ adp (cm}^2\text{)}$ | 1.01 | 1.01 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 |

Tableau V.22. Résultats du ferrailage du voile Vx4.

| Niveau | 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages | 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages |
|---------------------------------------|--|---|---|
| L (cm) | 100 | 100 | 100 |
| e (cm) | 20 | 20 | 20 |
| M (KN.m) | 16.6212 | 19.4372 | 5.9425 |
| N (KN) | 577.296 | 337.127 | 2.274 |
| V (KN) | 39.309 | 69.852 | 39.269 |
| τ_U (MPa) | 0.306 | 0.543 | 0.305 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 |
| Section | SEC | SEC | SPC |
| $A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$ | 7.839 | 5.443 | 0.155 |
| $A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$ | 3 | 3 | 3 |
| $N^{\text{barre}} \text{ /face}$ | 4T14+2T12 | 5T12 | 5T12 |
| $A_v \text{ adp/face (cm}^2\text{)}$ | 8.42 | 5.65 | 5.65 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 15 | 20 | 20 |
| $A_h \text{ cal (cm}^2\text{)}$ | 0.38 | 0.68 | 0.38 |
| $A_h \text{ min (cm}^2\text{)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| $A_h \text{ adp (cm}^2\text{)}$ | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| N^{barre} | 2T8 | 2T8 | 2T8 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.23. Résultats du ferrailage du voile Vx2.

| Niveau | 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages | 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages |
|---------------------------------|--|--|--|
| L (cm) | 100 | 100 | 100 |
| e (cm) | 20 | 20 | 20 |
| M (KN.m) | 158.6015 | 543.429 | 9.2814 |
| N (KN) | 39.855 | 2.2737 | 245.046 |
| V(KN) | 54.256 | 67.899 | 33.036 |
| τ_U (MPa) | 0.442 | 0.528 | 0.257 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 |
| Section | SPC | SPC | SEC |
| Av cal /face (cm ²) | 4.39 | 6.87 | 3.41 |
| Av min/face (cm ²) | 3 | 3 | 3 |
| Av adp/face (cm ²) | 6.88 | 6.88 | 5.65 |
| N ^{barre} /face | 3T14+2T12 | 3T14+2T12 | 5T12 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 |
| Ah cal (cm ²) | 0.53 | 0.66 | 0.32 |
| Ahmin (cm ²) | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| Ah adp (cm ²) | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| N ^{barre} | 2T8 | 2T8 | 2T8 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.24. Résultats du ferrailage du voile Vy1.

| Niveau | 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages | 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages |
|---------------------------------|--|--|--|
| L (cm) | 150 | 150 | 150 |
| e (cm) | 20 | 15 | 15 |
| M (KN.m) | 194.6742 | 40.9921 | 53.8833 |
| N (KN) | 51.088 | 176.0631 | 46.342 |
| V(KN) | 94.748 | 119.368 | 79.126 |
| τ_U (MPa) | 0.491 | 0.619 | 0.41 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 |
| Section | SPC | SEC | SPC |

| | | | |
|---------------------------------------|-----------|-----------|-------|
| $A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$ | 3.36 | 8.31 | 0.522 |
| $A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$ | 4.5 | 4.5 | 4.5 |
| $A_v \text{ adp/face (cm}^2\text{)}$ | 3T14+4T12 | 3T14+4T12 | 7T12 |
| $N^{\text{barre}} \text{ /face}$ | 9.14 | 9.14 | 7.92 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 | 20 |
| $A_h \text{ cal (cm}^2\text{)}$ | 0.61 | 0.77 | 0.51 |
| $A_h \text{ min (cm}^2\text{)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| $A_h \text{ adp (cm}^2\text{)}$ | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| N^{barre} | 2T8 | 2T8 | 2T8 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.25. Résultats du ferrailage du voile Vy3.

| Niveau | 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} entres sol | RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages | 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages |
|---------------------------------------|--|---|---|
| L (cm) | 250 | 250 | 250 |
| e (cm) | 20 | 20 | 20 |
| M (KN.m) | 885.5371 | 23.8842 | 103.79 |
| N (KN) | 16.214 | 646.639 | 301.726 |
| V (KN) | 239.378 | 265.425 | 66.778 |
| τ_U (MPa) | 0.745 | 0.826 | 0.208 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 |
| Section | SPC | SEC | SEC |
| $A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$ | 10.727 | 8.441 | 5.328 |
| $A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$ | 7.5 | 7.5 | 7.5 |
| $A_v \text{ adp/face (cm}^2\text{)}$ | 12.95 | 11.31 | 11.31 |
| $N^{\text{barre}} \text{ /face}$ | 4T14+6T12 | 10T12 | 10T12 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 | 20 |
| $A_h \text{ cal (cm}^2\text{)}$ | 0.93 | 1.29 | 1.25 |
| $A_h \text{ min (cm}^2\text{)}$ | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| $A_h \text{ adp (cm}^2\text{)}$ | 1.57 | 1.57 | 1.57 |
| N^{barre} | 2T10 | 2T10 | 2T10 |
| $S_t \text{ (cm)}$ | 20 | 20 | 20 |

On voit bien à travers ces tableaux que les contraintes de cisaillement dans le béton sont vérifiées, donc pas de risque de cisaillement.

V.4.3.Schéma de ferrailage :

On prend un exemple de ferrailage pour le voile Vy3 de RDC :

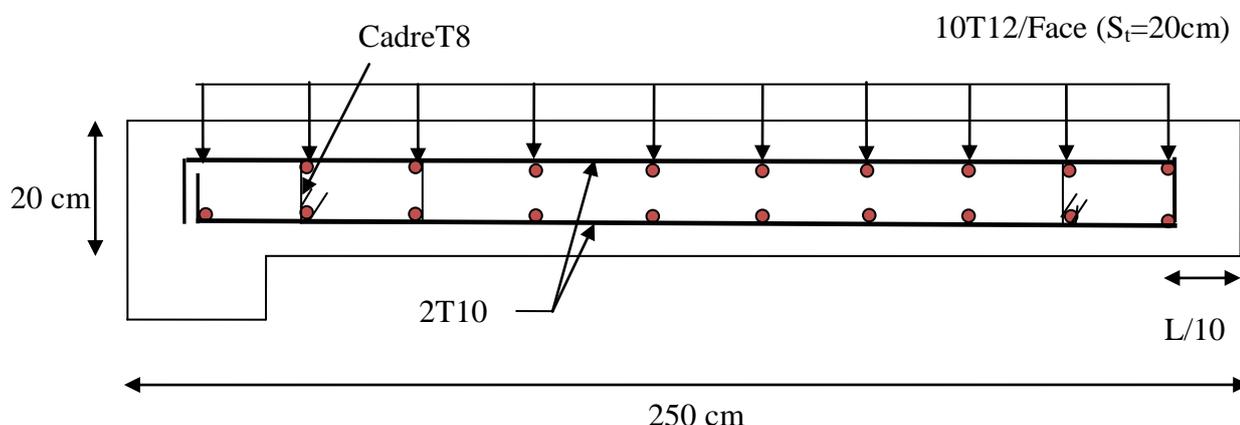


Figure V.8.Schéma de ferrailage du voile Vy3 de RDC.

V. 5.CONCLUSION :

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée. Le ferrailage adopté selon la section d'armature calculer et celui donnée par le **RPA99/2003**. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On déduit que le **RPA99/2003** favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand elles ont été ferrillées a la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000.V.14.0.

Les voiles de contreventement on été calculé à la flexion composée en utilisent les sollicitations qui donnent la section la plus important.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.



Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.60 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1).**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le logiciel SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2256.204 + 25.31 = 2281.514 \text{ KN}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

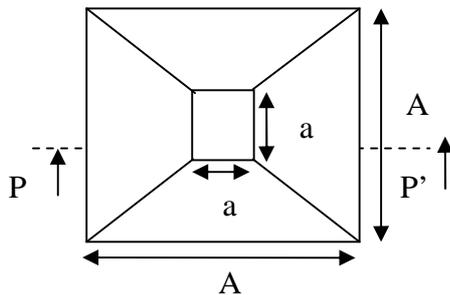


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

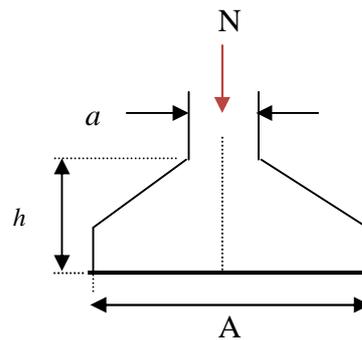


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (70×70) dans la structure où la distance entre eux est de 2.35 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.70 \times 2281.541}{0.70 \times 170}} = 3.66 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 8 poteaux.

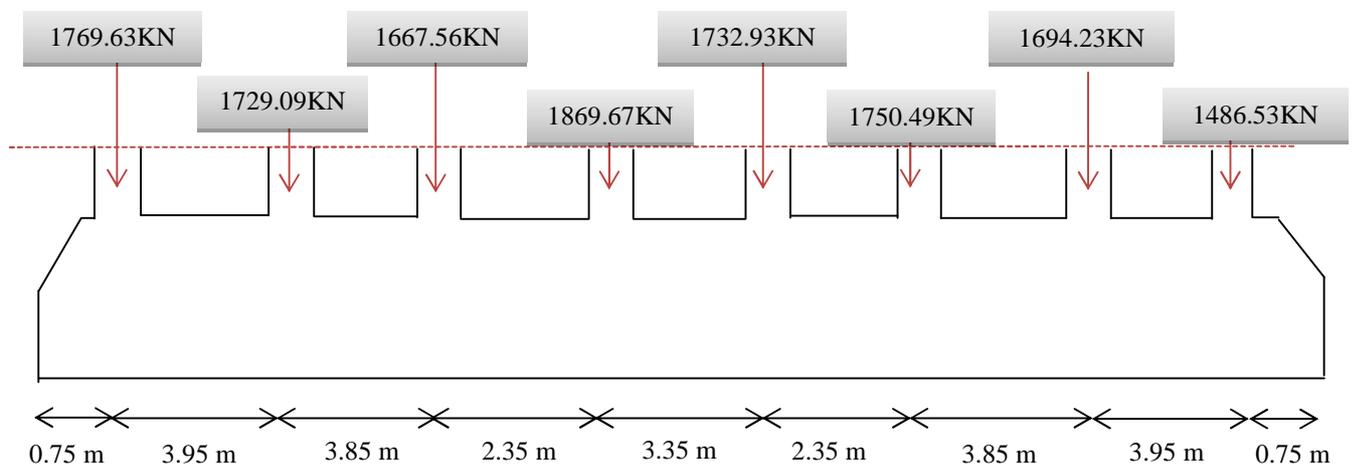


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1769.63 \text{ KN}$, $N_2 = 1729.09 \text{ KN}$, $N_3 = 1667.56 \text{ KN}$, $N_4 = 1869.67 \text{ KN}$

$N_5 = 1732.93 \text{ KN}$, $N_6 = 1750.49 \text{ KN}$, $N_7 = 1694.23 \text{ KN}$, $N_8 = 1486.53 \text{ KN}$

$N = \sum N_i = 13700.13 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{13.70013}{0.17 \times 25.15} = 3.20 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.1. Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{402.5}{10} = 40.25 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm} .$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{402.5}{20} = 20.125 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm} .$

- $L_{\max} = 4.025 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

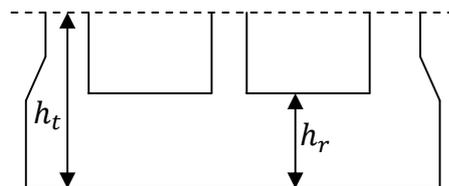


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} = \frac{1 \times 0.45^3}{12} = 0.00759 \text{ m}^4.$$

$L_{max} = 4.025 \text{ m} > L_e = 3.49 \text{ m}$non vérifié.

On redimensionne les nervures avec $h_t = 80 \text{ cm} \rightarrow I = 0.0427 \text{ m}^4$

$L_{max} = 4.025 \text{ m} < L_e = 5.37 \text{ m}$condition vérifié.

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 80 \text{ cm}$. Pour les nervures du radier.

$h_r = 35 \text{ cm}$. Pour la dalle de radier.

Surface de radier :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 30038.209 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{30038.209}{0.17} = 176.59 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 23.95 \times 10.95 = 262.25 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 262.25 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord.

VI.3.2. Les Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

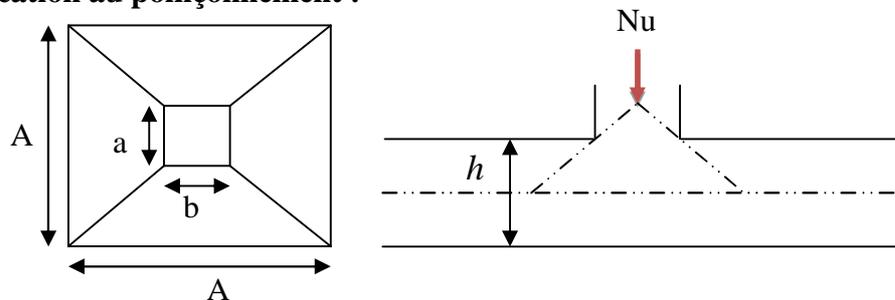


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

BAEL91 (Art A.5.2 ,42)

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.7+0.8= 1.50 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 6 \text{ m}$

$$N_u = 2281.514 < 0.045 \times 6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4695.65 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \times h_t = 0.72 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{39068.14 \times 4.025}{2 \times 262.25} = 299.81 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{299.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.416 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}.$$

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 5.47 \text{ m} ; I_{xx} = 2620.3942 \text{ m}^4 \\ Y_G = 11.97 \text{ m} ; I_{yy} = 12535.7241 \text{ m}^4 \\ S = 262.25 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 36577.395 + 25 \times 0.35 \times 262.25 = 38872.0825 \text{ KN}$$

✓ **Dans le sens x-x :** $N = 38872.0825 \text{ KN}$; $M_y = 18986.7808 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} \times Y_G = \frac{38872.0825 \times 10^{-3}}{262.25} + \frac{18986.7808 \times 10^{-3} \times 11.97}{12535.7241} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} \times Y_G = 0.130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.17 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

✓ **Dans le sens y-y :** $N = 38872.0825 \text{ KN}$; $M_X = 19229.1203 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} \times X_G = \frac{38872.0825 \times 10^{-3}}{262.25} + \frac{19229.1203 \times 10^{-3} \times 5.47}{2620.3942} = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} \times X_G = 0.108 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.17 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{19229.1203}{38872.0825} = 0.4947 \text{ m} < \frac{23.95}{4} = 5.9875 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{18986.7808}{38872.0825} = 0.4884 \text{ m} < \frac{10.95}{4} = 2.7375 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_S \times H \times S_{rad} \times \gamma W$$

Avec :

$$N = 38872.0825 \text{ KN}$$

$H = 1.60 \text{ m}$, (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 262.25 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N = 38872.0825 \text{ KN} \geq 1.5 \times 1.60 \times 262.25 \times 10 = 6294 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

VI.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2$$

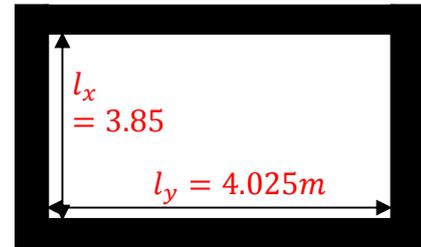


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.3.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{47626.404}{262.25} + 1.35 \times 8.75 = 193.42 \text{ KN/m}^2$
 - $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{36577.395}{262.25} + 8.75 = 148.225 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

➤ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.84 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0401. \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0401 \times 193.42 \times 3.85^2 = 114.97 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 104.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 97.72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 88.85 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -57.49 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -52.27 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

| Sens | Localisation | M (KN.m) | A_{cal} (cm^2/ml) | Choix (cm^2/ml) | S_t (cm) |
|------|--------------|----------|-------------------------|---------------------|------------|
| XX | Travée | 97.72 | 9.10 | 6HA14=9.24 | 17 |
| | Appuis | -57.49 | 5.27 | 5HA12=5.65 | 20 |
| YY | Travée | 88.85 | 8.24 | 8HA12=9.05 | 12.50 |
| | Appuis | -52.27 | 4.78 | 5HA12=5.65 | 20 |

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

✓ **En travée :** $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12cm \\ \rho = 0.96 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right.$

$$\text{Sens } xx: A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2.86 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^x = 9.10 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.02 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Sens } yy: A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 4.78 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$$

$$\Rightarrow A_a = 4.78 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 202.67 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 177.37 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 202.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{202.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.633 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{array} \right.$$

$$\mu_x, \mu_y ? \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.96 \\ v = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0471 \times 148.225 \times 3.85^2 = 103.48 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 97.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **En travée :** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 87.96 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 82.55 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appui :** $\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -65.24 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -48.56 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

| Sens | Moments (KN.m) | $A_{adoptée}$ (cm ² /ml) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_b (MPa) | Observation | σ_s (Mpa) | Observation |
|------|------------------|-------------------------------------|--------|------------------------|------------------|-------------|------------------|--------------|
| x-x | $M_t^x = 87.96$ | 9.24 | 8.13 | 96883.34 | 8.22 | vérifiée | 325.07 | Non vérifiée |
| | $M_a^x = -65.24$ | 5.65 | 6.57 | 64259.66 | 6.67 | vérifiée | 387.27 | Non vérifiée |
| y-y | $M_t^y = 82.55$ | 9.05 | 8.06 | 95255.08 | 6.98 | vérifiée | 311.20 | Non vérifiée |
| | $M_a^y = -48.56$ | 5.65 | 6.57 | 64259.66 | 4.96 | vérifiée | 288.26 | Non vérifiée |

- ❖ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3 : Nouveau ferrailage.

| Localisation | | A_{adop} (cm ² /ml) | S_t (cm) |
|--------------|-----------|----------------------------------|------------|
| Sens x-x | En Travée | 8HA16=16.08 | 12.50 |
| | En appuis | 6HA16 =12.06 | 17.00 |
| Sens y-y | En Travée | 8HA16=16.08 | 12.50 |
| | En appuis | 6HA14=9.24 | 17.00 |

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

| Localisation | M_{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_S (MPa) | Observation |
|--------------|------------------|----------------------|--------|----------------------|------------------|-------------|
| Sens x-x | $M_t^x = 87.96$ | 16.08 | 10.24 | 149999.02 | 191.40 | vérifiée |
| | $M_a^x = -65.24$ | 12.06 | 9.02 | 115880.25 | 194.06 | vérifiée |
| Sens y-y | $M_t^y = 82.55$ | 16.08 | 10.24 | 149999.02 | 179.63 | vérifiée |
| | $M_a^y = -48.56$ | 9.24 | 8.13 | 96883.34 | 179.46 | vérifiée |

Toutes les contraintes sont vérifiées.

➤ **Espacement des armatures :**

- ✓ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$
- ✓ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$ c'est vérifiée.

VI.3.5. Schéma de ferrailage de radier :

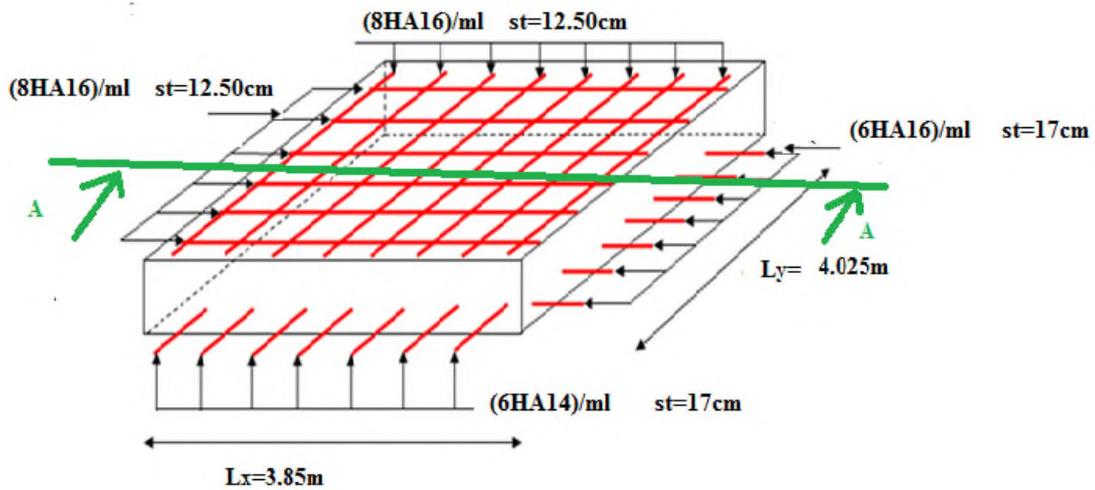


Figure VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.

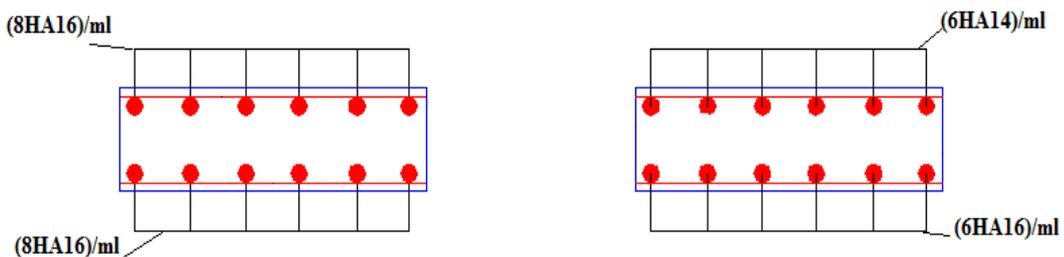


Figure VI.8 : Coupe A-A (radier)

VI.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.4.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.8\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.7\text{m}, d = 0.72\text{m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{402.5}{10}, \frac{385}{2}\right) = 40.25\text{cm}.$$

$$\Rightarrow b = 150 \text{ cm}.$$

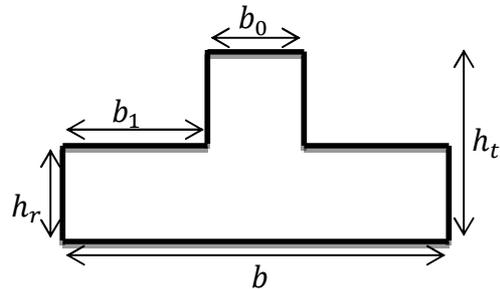


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

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 |
|---|---|
| $P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$ | $P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p> |

Avec :

$$\checkmark \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.4.2. Calcul des sollicitations :

$$V_{\max} = \frac{Pu \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

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 :

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

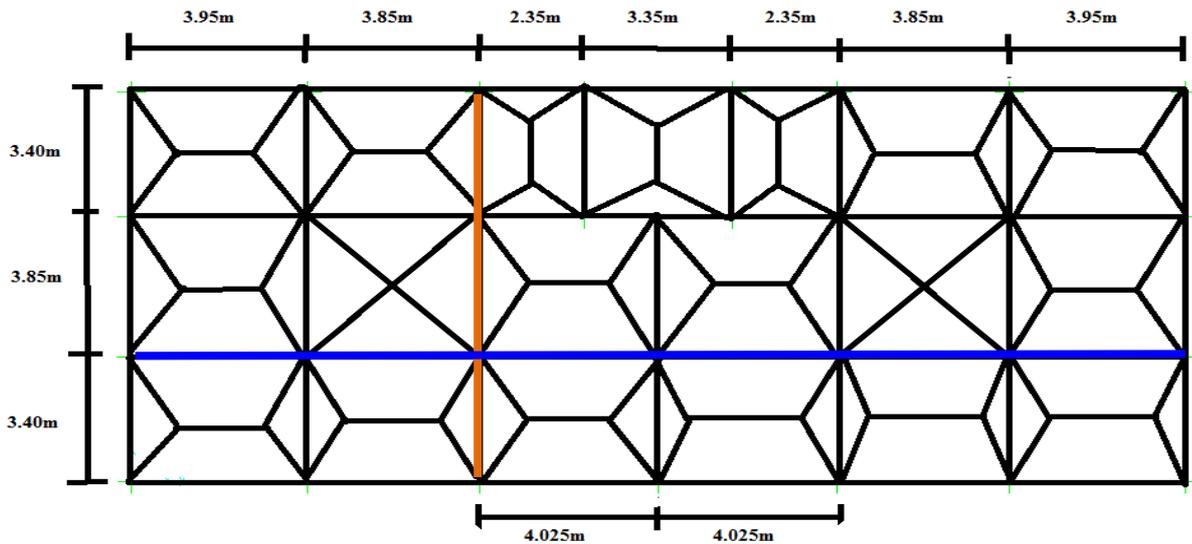


Figure VI.10 : Schéma de distribution des charges sur les nervures.

Sens X-X :

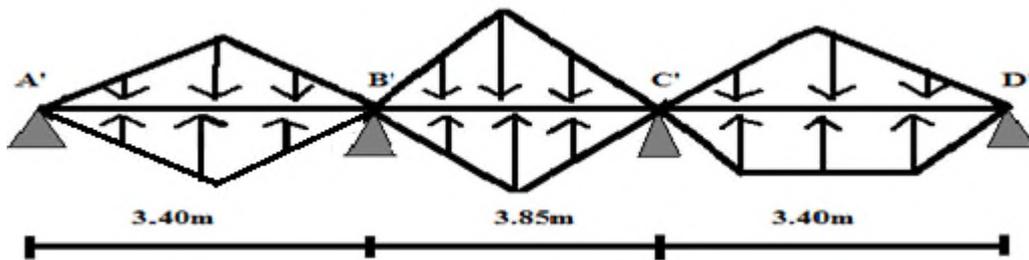


Figure.VI.11 : Charges transmises aux nervures sens x-x.

On a : $q_u = 193.42 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure principale (sens x-x).

| Travée | l (m) | l' (m) | P _m (KN/m) | M _a (KN.m) | | X (m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|--------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------|-----------------------|
| | | | | M _g | M _d | | |
| A'-B' | 3.40 | 3.40 | 438.42 | -95.02 | -576.19 | 1.38 | 320.75 |
| B'-C' | 3.85 | 3.08 | 496.44 | -576.19 | -555.91 | 1.925 | 341.86 |
| C'-D' | 3.40 | 3.40 | 410.31 | -555.91 | -88.93 | 2.03 | 292.48 |

Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens x-x).

| Localisation | Travée | Appuis |
|-----------------------|--------|---------|
| Moment (KN.m) | 341.86 | -576.19 |
| Effort tranchant (KN) | 661.59 | |

Sens Y-Y :

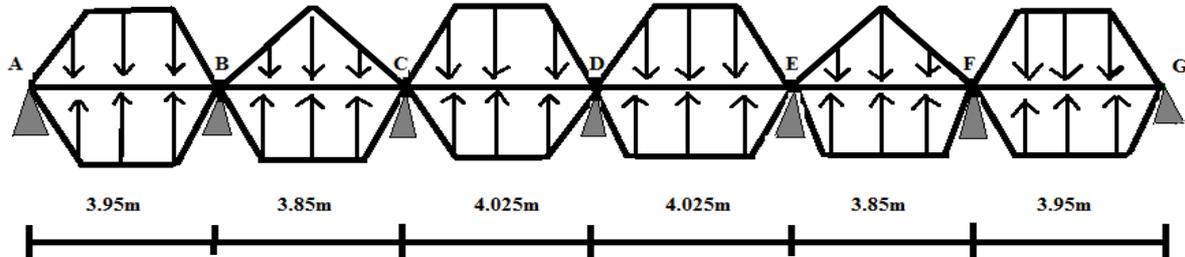


Figure.VI.12 : Charges transmises aux nervures sens y-y.

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens y-y).

| Travée | l (m) | l' (m) | P _m (KN/m) | M _a (KN.m) | | X (m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|--------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------|-----------------------|
| | | | | M _g | M _d | | |
| A-B | 3.95 | 3.95 | 503.53 | -147.31 | -760.38 | 1.67 | 552.11 |
| B-C | 3.85 | 3.08 | 492.98 | -760.38 | -587.63 | 2.02 | 241.42 |
| C-D | 4.025 | 3.22 | 511.09 | -587.63 | -623.43 | 2.00 | 429.54 |
| D-E | 4.025 | 3.22 | 511.09 | -623.43 | -587.63 | 2.03 | 429.54 |
| E-F | 3.85 | 3.08 | 492.98 | -587.63 | -760.38 | 1.83 | 241.42 |
| F-G | 3.95 | 3.95 | 503.53 | -760.38 | -147.31 | 2.28 | 552.11 |

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens y-y).

| Localisation | Travée | Appuis |
|-----------------------|--------|---------|
| Moment (KN.m) | 552.11 | -760.38 |
| Effort tranchant (KN) | 764.68 | |

VI.3.3. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures.

| Localisation | | M (KN.m) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | Choix (cm ² / ml) |
|--------------|--------|----------|--|--|------------------------------|
| Sens X-X | Travée | 341.86 | 13.87 | 13.04 | 5HA16+5HA14=17.75 |
| | Appui | -576.19 | 23.64 | 3.04 | 5HA20+5HA16 = 25.76 |
| Sens Y-Y | Travée | 552.11 | 22.63 | 13.04 | 5HA20+5HA16 = 25.76 |
| | Appui | -760.38 | 31.49 | 3.04 | 5HA25+5HA16=34.60 |

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 MPa$$

❖ Vérification des contraintes :

On a : $q_s = 148.225 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{cases}$$

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures.

| Localisation | | Moment (KN.m) | Y (cm) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
|--------------|--------|---------------|--------|---------------------|---------------------|------------------|-------------|
| Sens X-X | Travée | 271.03 | 21.47 | 1174652.566 | 4.95 | 174.88 | Vérifiée |
| | Appui | 441.56 | 25.28 | 1651212.943 | 6.76 | 187.40 | Vérifiée |
| Sens Y-Y | Travée | 421.89 | 25.28 | 1651212.943 | 6.46 | 179.07 | Vérifiée |
| | Appui | 581.06 | 28.69 | 2154277.461 | 7.74 | 175.25 | Vérifiée |

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 25 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ Espacements :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \left(\frac{80}{4} ; 12 \times 2.5 \right) \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

Schémas de ferrailages :

❖ Schémas de ferrailages :

Tableau VI.11 : Schémas de ferrailages des nervures sens x-x.

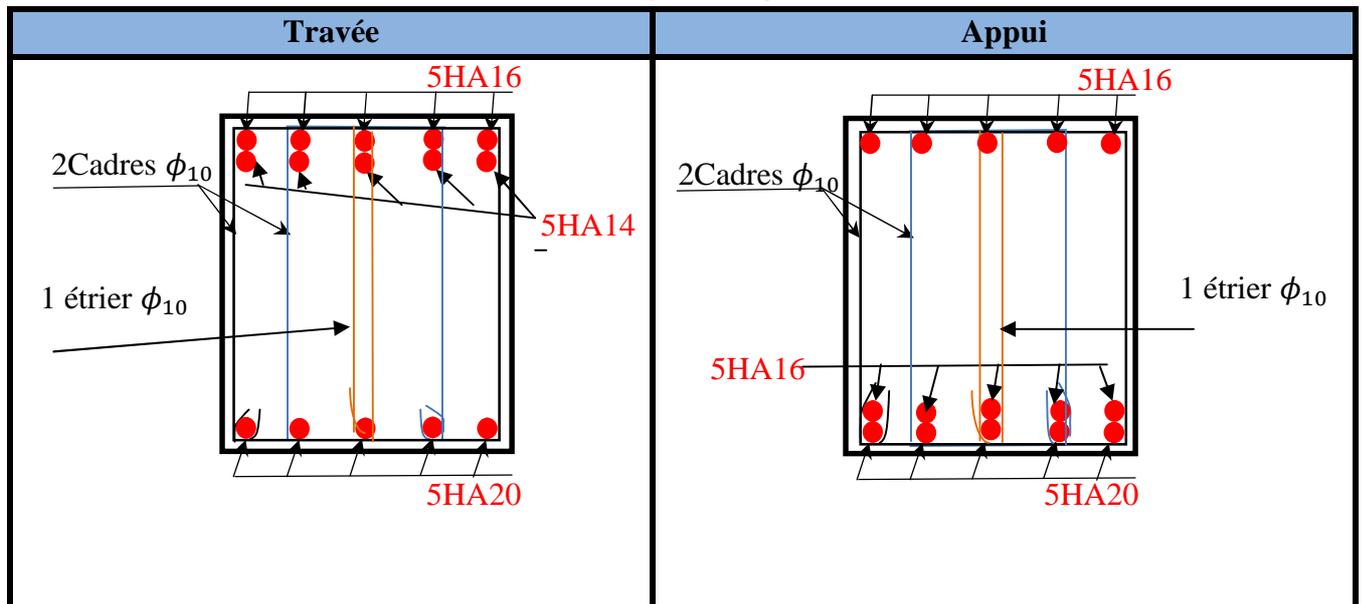
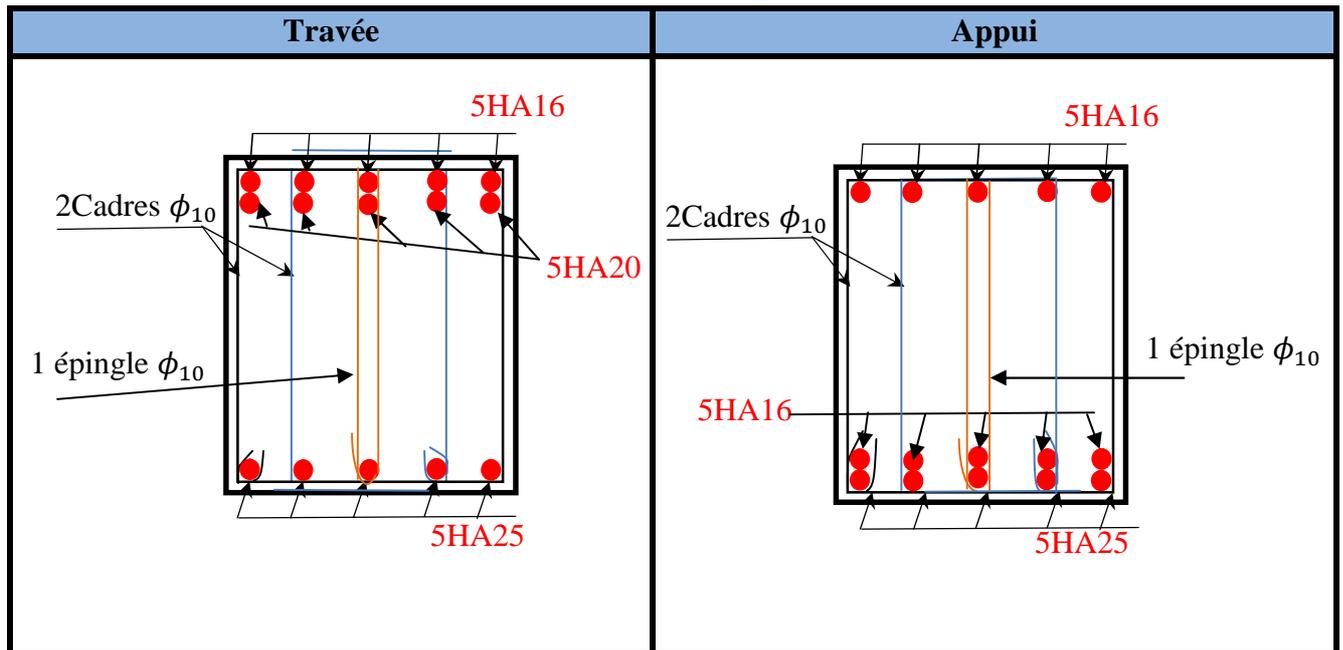


Tableau VI.12 : Schémas de ferrillages des nervures sens y-y.



VI.4. Etude du mur adossé :

Afin de soutenir la poussée des terres et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un mur adossé en béton armé au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux des sous-sols. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le mur doit jouir des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Le mur est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encadrée à sa base.
- Les armatures de ce mur ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.5.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

- L'angle de frottement interne : $\varphi = 21^\circ$.
- $C = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

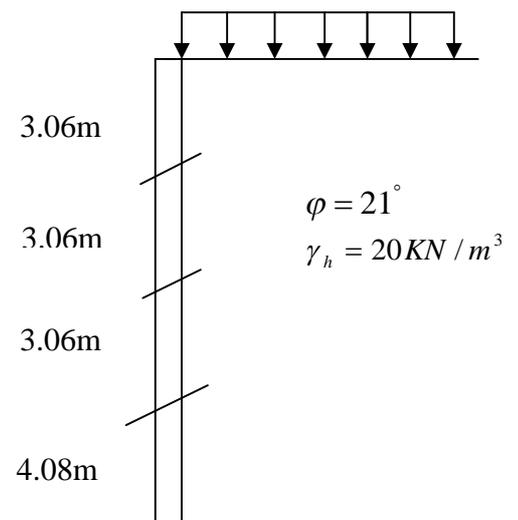


Figure VI.13 : Mur adossé.

VI.4.4) Méthode de calcul :

Le mur adossé est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 21^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2}\right) = 0.47$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.47$$

Sollicitations :

Le mur est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$P1 = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P1 = 4.08 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2}\right) - 2 \times 0 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2}\right) = 38.35 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P2 = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P2 = 4.7 \text{ KN / ml}$$

VI.3.5 Ferrailage :

Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 58.83 \text{ KN/m}$$

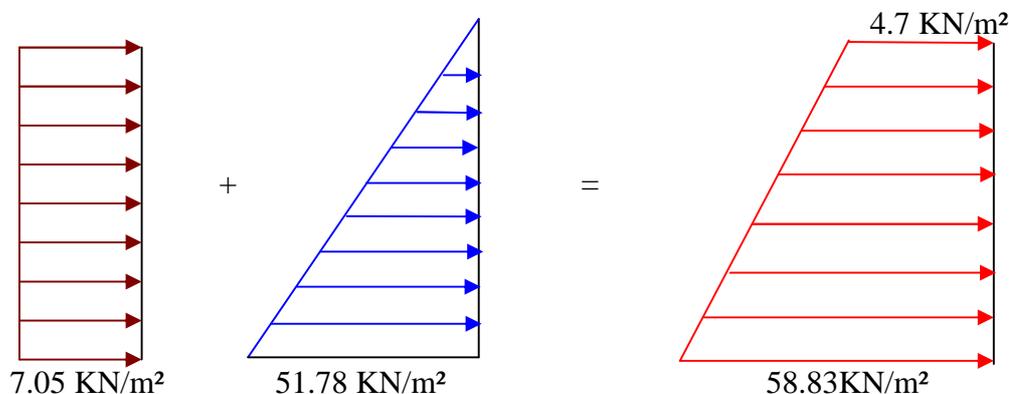


Figure VI.14 : Diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} l_x = 4.08 \text{ m.} \\ l_y = 4.025 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m et } h = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 45.30 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45.30 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 4.025 \text{ m} & b &= 100 \text{ cm} \\ L_y &= 4.08 \text{ m} & h &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 28.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 26.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 22.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 23.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{xap} = 0.3 \times M_{ox} = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{yap} = 0.3 M_{oy} = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \quad \text{Condition exigée par le RPA99/2003}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau N°VI. 13: Section des armatures du mur adossé.

| | Sens | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²)/ml | A _{min} (cm ²)/ml | St (cm) | A _{adopté} (cm ²)/ml |
|-----|--------|----------|------------|----------|-------|-------------------------|--|---------|---|
| X-X | Travée | 23.95 | 0.0522 | 0.0670 | 0.175 | 3.93 | 2 | 17 | 6HA12=6.79 |
| | Appui | 8.45 | 0.0184 | 0.0232 | 0.178 | 1.36 | 2 | 25 | 4HA10=3.14 |
| Y-Y | Travée | 22.86 | 0.0498 | 0.0639 | 0.175 | 3.75 | 2 | 17 | 6HA12=6.79 |
| | Appui | 8.08 | 0.0176 | 0.0222 | 0.178 | 1.30 | 2 | 25 | 4HA10=3.14 |

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times f_{c28} ; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45.30 \times 4.025}{2} = 91.17 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.507 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

a) **A l'ELS :**

$\sigma_{\min} = 1 \times P2 = 4.70 \text{ KN} / m^2$

$\sigma_{\max} = 1 \times P1 = 38.35 \text{ KN} / m^2$

$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 43.05 \text{ KN} / m^2$

$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$

$M_{0x} = 31.87 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 30.89 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 27.09 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 26.26 \text{ KN.m}$

$M_{xap} = 9.56 \text{ KN.m}$

$M_{yap} = 9.27 \text{ KN.m}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

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

La fissuration est considérée nuisible

$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes dans le mur adossé.

| Sens | | M ser (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------|--------|--------------|----------------------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| X-X | travée | 27.09 | 6.79 | 5.12 | 27331.24 | 5.07 | 15 | 191.49 | 201.63 |
| | appui | 9.56 | 2.01 | 3.67 | 11319.63 | 3.10 | 15 | 181.54 | 201.63 |
| Y-Y | travée | 26.26 | 6.79 | 5.12 | 27331.24 | 4.92 | 15 | 185.63 | 201.63 |
| | appui | 9.27 | 2.01 | 3.67 | 11319.63 | 3.01 | 15 | 176.03 | 201.63 |

Les espacements :

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

VI.5.5. Schéma de ferrailage du mur adossé :

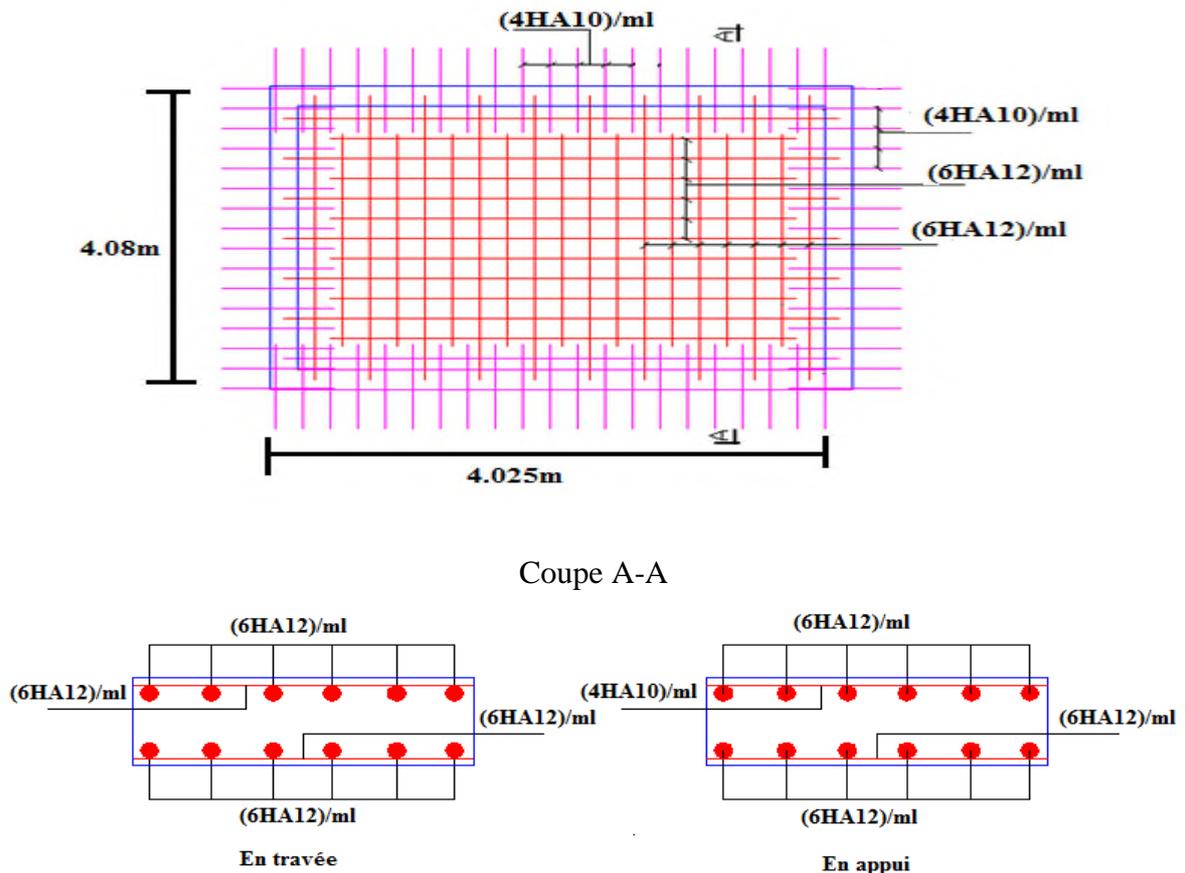


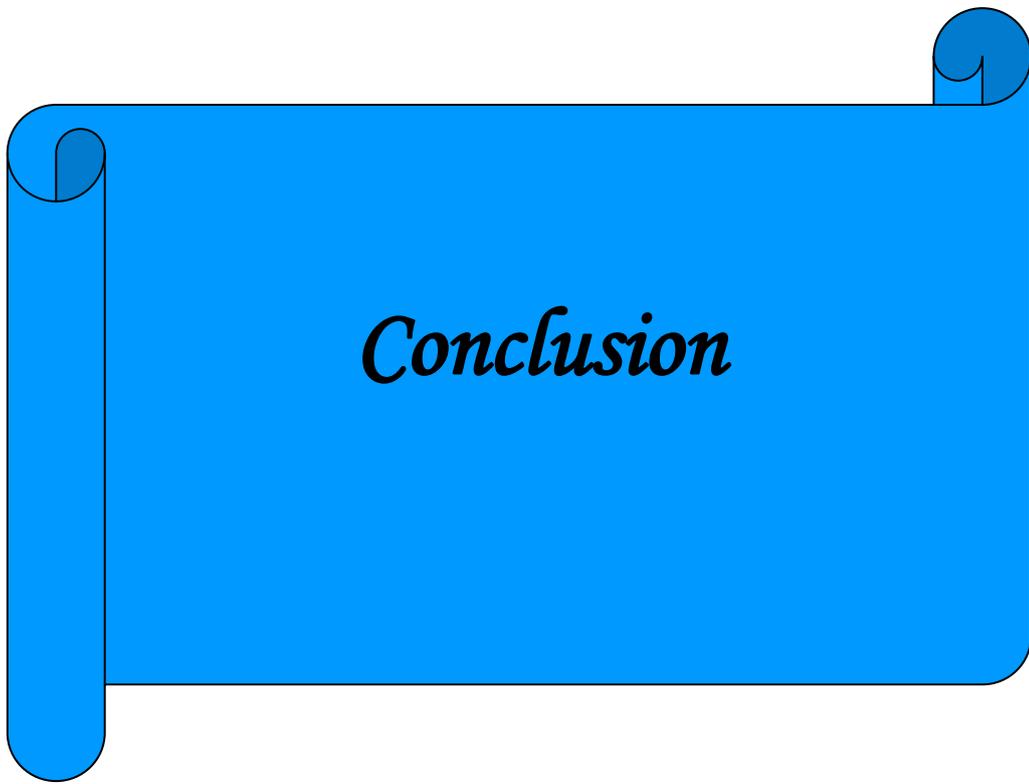
Figure VI.15: Schéma du ferrailage du mur adossé.

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 ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le mur est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.



Conclusion

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+6+4Entres Sol), ce qui a nécessité de prévoir un mur adossé d'une hauteur de 13.26m pour maintenir en place les poussées des terres, ce bâtiment présente la particularité de reposer sur un radier.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

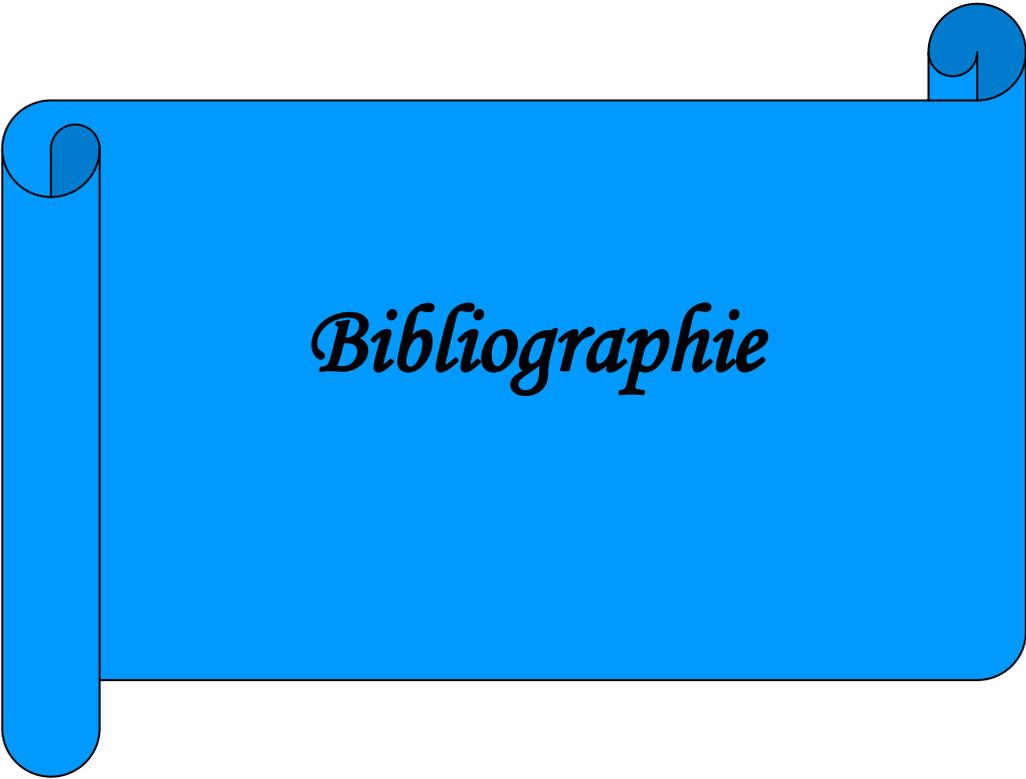
1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
2. La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction (voiles/portiques);
3. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
4. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaits, donc le facteur économique est respecté ;
5. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
6. Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA99/2003 et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du l'RPA99/2003 qui valorise la sécurité avant l'économie ;
7. Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous avons un sol qui a une contrainte de 1,70 bar. L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol ;
8. Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction

peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Les structures mixtes sont plus en plus utilisées dans les constructions, elles offrent une bonne rigidité à des couts moyens.



Bibliographie

Bibliographie

Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

D.T.R .B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

D.T.R.C 2-4.7, règlement neige et vent « R.N.V.1999 »

DTR BC 2.33.1 «Règles de calcul des fondations superficielles»

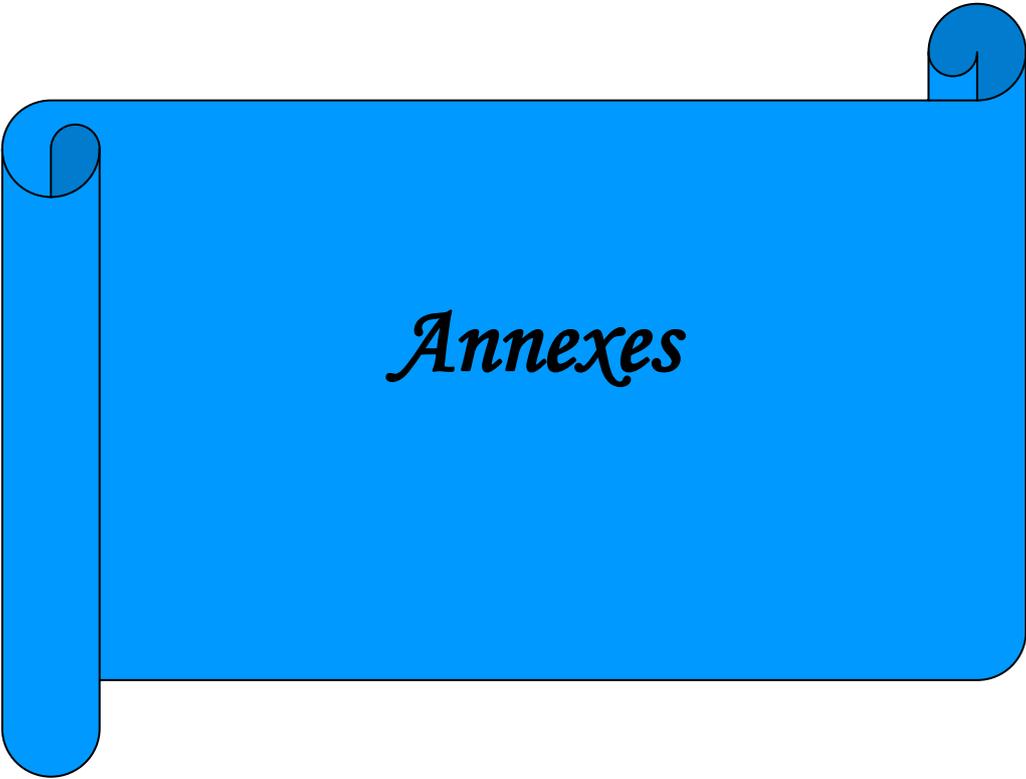
M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé, Edition OPU, 1996.

Hugo Bachmann: Conception parasismique des bâtiments – Principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG –Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG Berne, 2002.

H.Renaud professeur technique d'Ecole Normale l'E.N.N.A.de Nantes et F.Letertre chargé de mission d'inspection générale : technologie du bâtiment gros-œuvre (ouvrages en béton armé).

Catalogue : fiche technique sur les murs rideaux

Cours de béton armé, 3ème et Master 1 Génie Civil.



Annexes

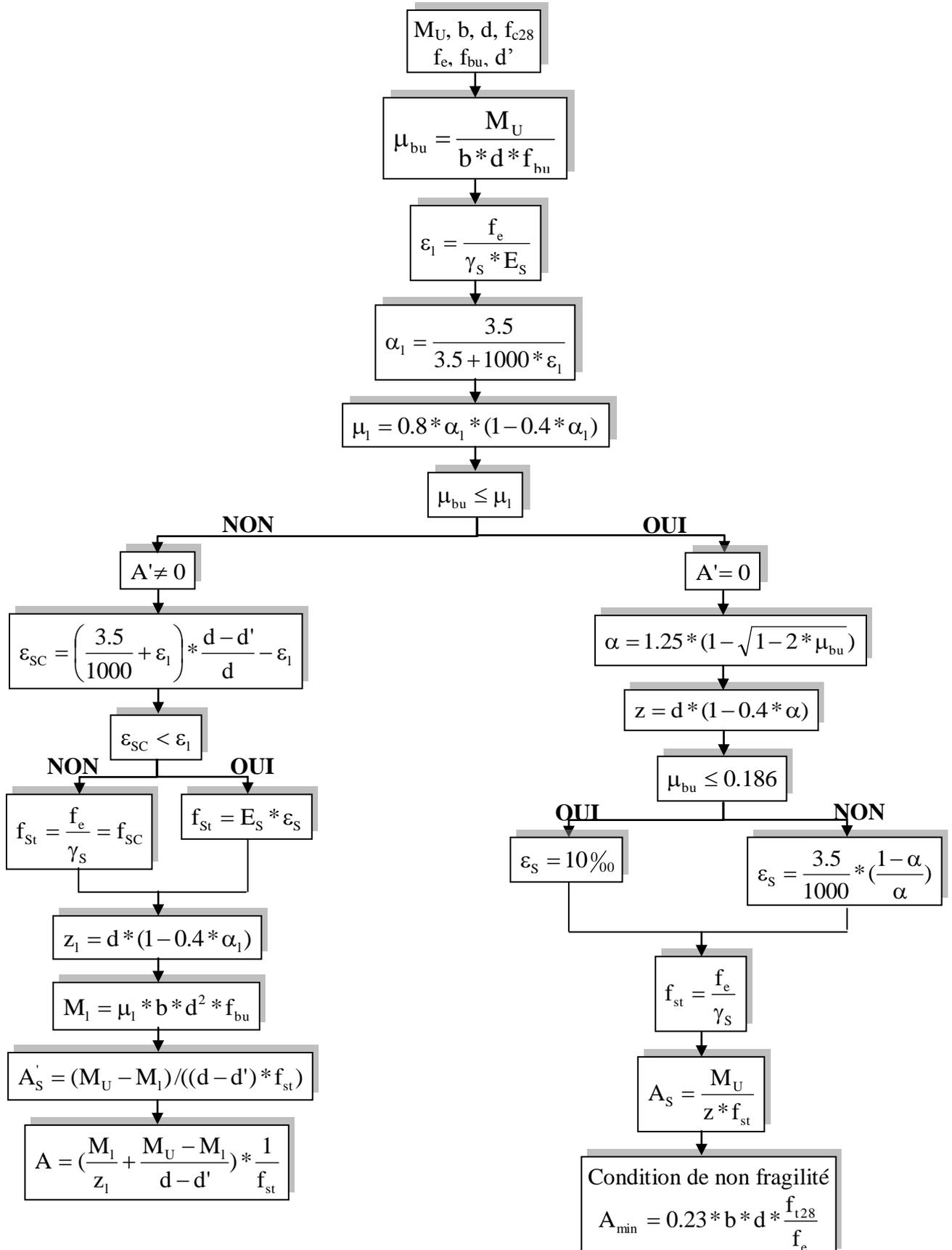
Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Annexe 2

Flexion simple : Section rectangulaire



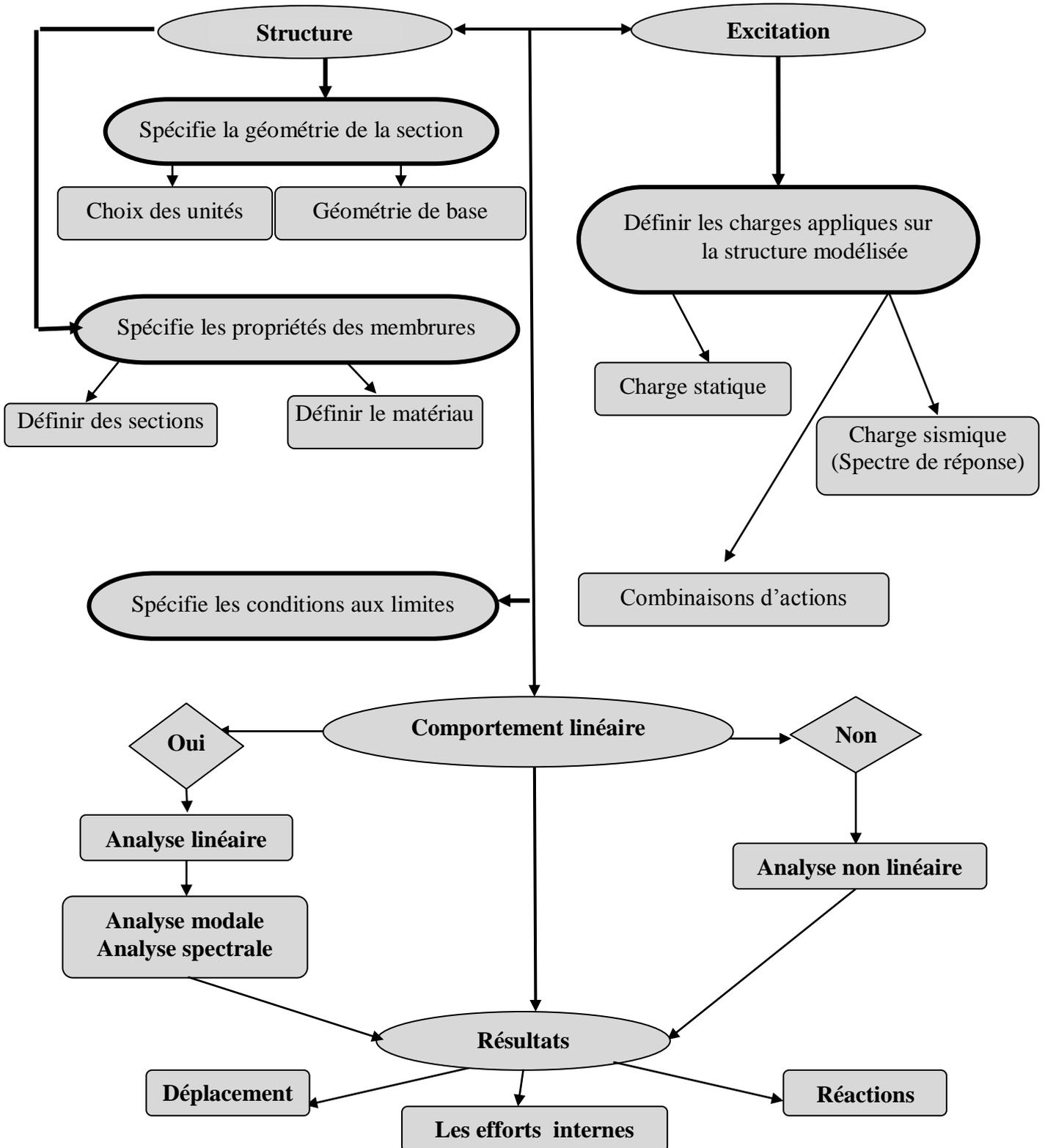
Annexe 3

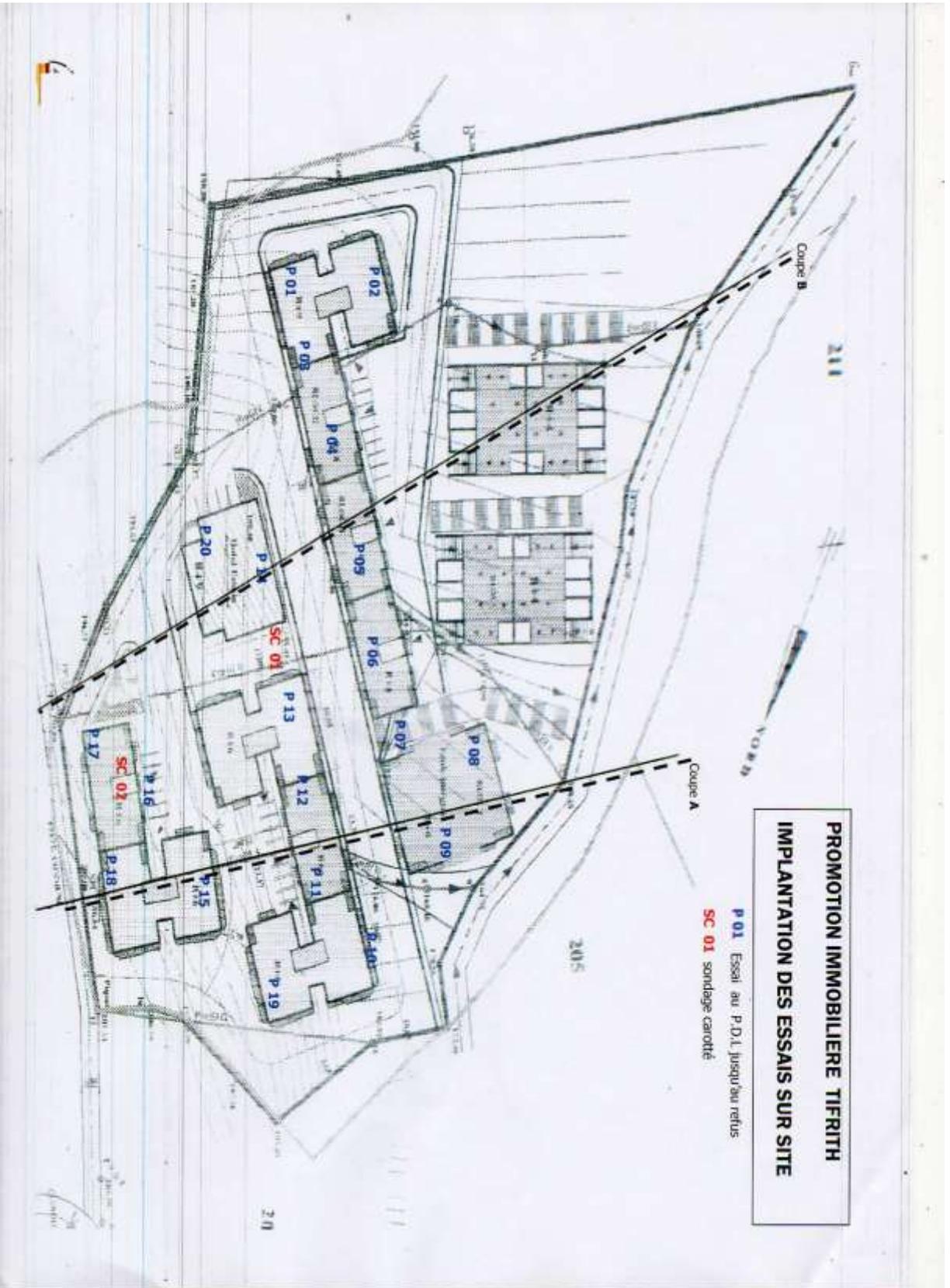
Tableau des Armatures
(en cm²)

| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.7 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

Annexe 4

Les différentes phases de modélisation et d'analyse d'une structure avec le sap2000 :





III. ESSAIS AU LABORATOIRE

Quatre (04) échantillons plus ou moins remaniés extraits à partir des sondages carottés, sont soumis à des essais et analyses physiques et chimiques au laboratoire. Signalons, néanmoins, que ces échantillons contiennent des galets et gros grains, ce qui rend la réalisation des essais mécaniques quasiment impossible.

Essais physiques

Il s'agit d'analyses au laboratoire, pour la détermination des caractéristiques physiques du sol, par des essais granulométriques, permettant l'identification physique du sol en traduisant les mesures sous forme de statistiques des grains.

Aussi, des essais pour la détermination des limites d'Atterberg ainsi que les densités apparentes du sol, sont effectués. Le tableau qui suit, résume les résultats obtenus.

| | % GRAINS 0 < D < 0.08 mm LIMONS ou ARGILES | GRAINS 0.08mm < D < 2 mm SABLES | GRAINS D > 2 mm GRAVIERS ou CAILLONS | LIMITE DE LIQUIDITE ML % | INDICE DE PLASTICITE IP % |
|-----------------|--|---------------------------------------|--|--------------------------|---------------------------|
| 3m.00 - 3m.50 | 9.20 % | 22.2 % | 68.6 % | / | / |
| 11m.00 - 11m.50 | 15.2 % | 24.2 % | 60.6 % | 31 | 13 |

Pour une estimation des valeurs des caractéristiques mécaniques, on a procédé par corrélation au moyen de la norme DIN 1055. En effet, le sol est de classe 3, les caractéristiques mécaniques sont estimées à : $C \approx 0$ et $\varphi = 21^\circ$ dans la partie centrale du terrain (SC n°01).

Essais chimiques

Pour en savoir plus sur le sol, notamment son agressivité, on a soumis un échantillon, à des essais chimiques et minéralogiques qui ont donné :

| PROFONDEUR - m | SULPHATES SO_4^{2-} | CARBONATES $CaCO_3$ | CHLORURES Cl^- | MATIÈRES ORGANIQUES |
|-----------------|-----------------------|---------------------|------------------|---------------------|
| 3m.00 - 3m.50 | traces | 41.10 | traces | 0.88 |
| 11m.00 - 11m.50 | traces | 21.32 | 0.10 | 0.72 |

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92 ;

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera :

N.B : Le calcul des fondations doit être soigneusement élaboré, car sur des terrains en pente les résultantes des forces (essentiellement les charges) ne sont pas verticales et vont dans le sens du glissement.

- L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radiers ;
- La contrainte admissible ainsi que l'ancrage des fondations seront :

➤ Blocs **A** et **B** :

La contrainte admissible du sol est de **2.00 bars** sous des fondations ancrées à au moins **-1^m.80** de la côte du terrain naturel.

➤ Blocs **D**, **E** et **F** :

La contrainte admissible du sol est de **1.40 bars**, sous des fondations ancrées à au moins **-1^m.80** de la côte du terrain naturel (côte de la piste dans la journée du 04.10.09).

➤ Blocs **G**, **H**, **I** et **J** :

La contrainte admissible du sol est de **1.70 bars**, sous des fondations ancrées à au moins **-1^m.60** de la côte du terrain naturel (côte de la piste dans la journée du 04.10.09).

- L'ancrage du bloc **G** en R+9 doit être plus profond, vu sa hauteur importante (envisager un sous sol) ;
- Sauf ancré à une profondeur de **-10^m.00** de la surface du terrain, le bloc (Hôtel urbain) ne doit pas dépasser R+6.
- L'assiette d'assise du bloc (école), est sur un terrain très abrupte, irrégulier et étant directement confronté aux aléas d'éventuelles crues d'Ighzer Medjber, n'est donc pas recommandé pour recevoir un équipement public de ce type.

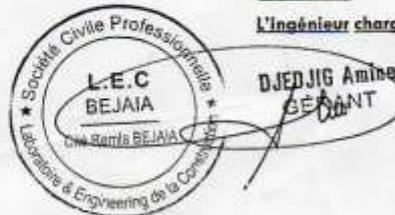
Aussi, on conseille :

- ✓ Pour assurer plus de solidité entre les constructions via à vis de la stabilité générale, il est souhaitable de réfléchir à la méthode (si possible) de les lier dans le sens de la pente, afin d'avoir un tissu urbain compact et en harmonie avec le relief.
- ✓ Il est souhaitable d'établir un plan de terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- ✓ Procéder à la revégétalisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront très délicats et aventureux.
- ✓ L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P draconien et surtout très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

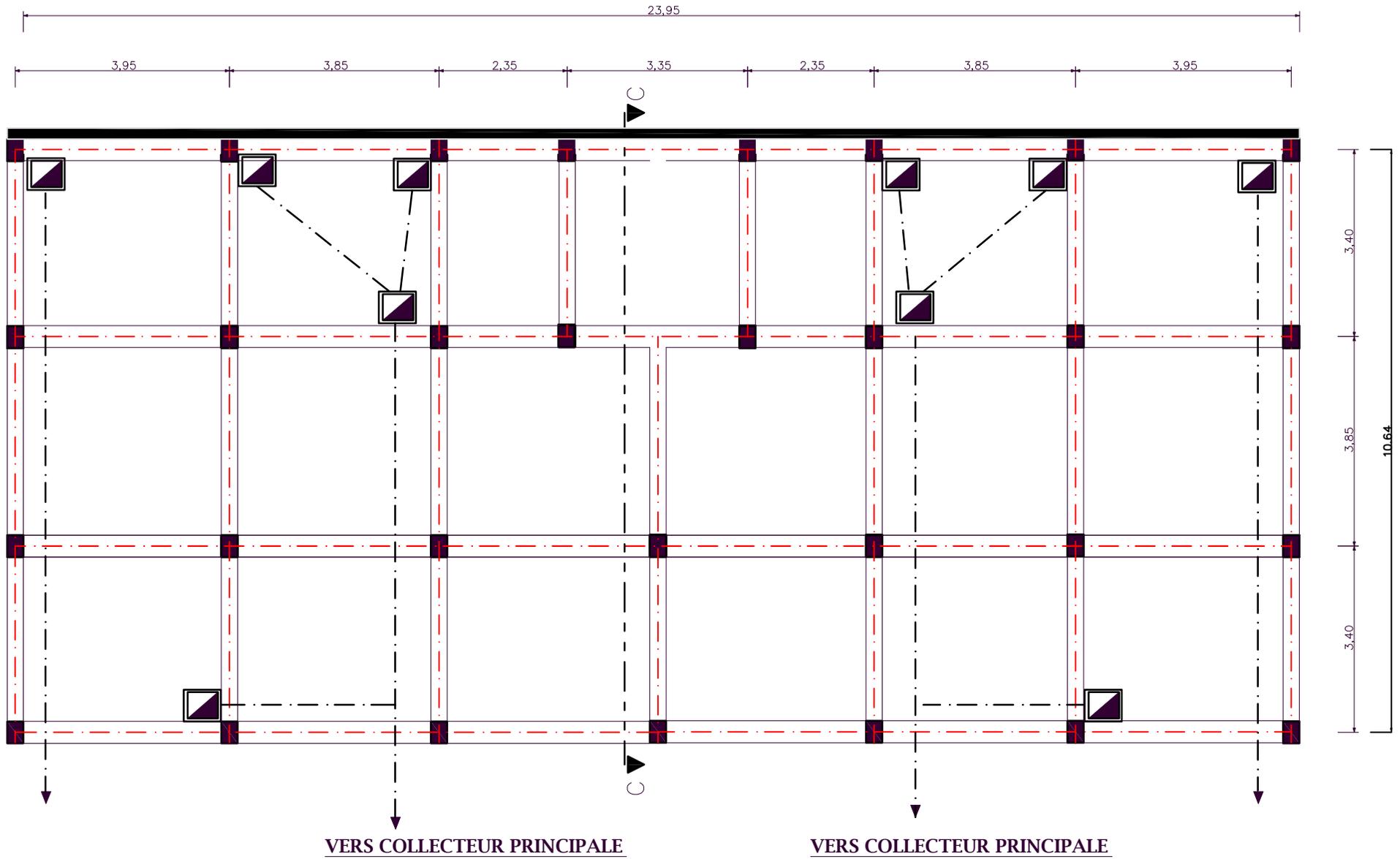
Ingénieur en Charge D'études
A. DJEDJIG

Le Gérant /

L'Ingénieur chargé de l'étude

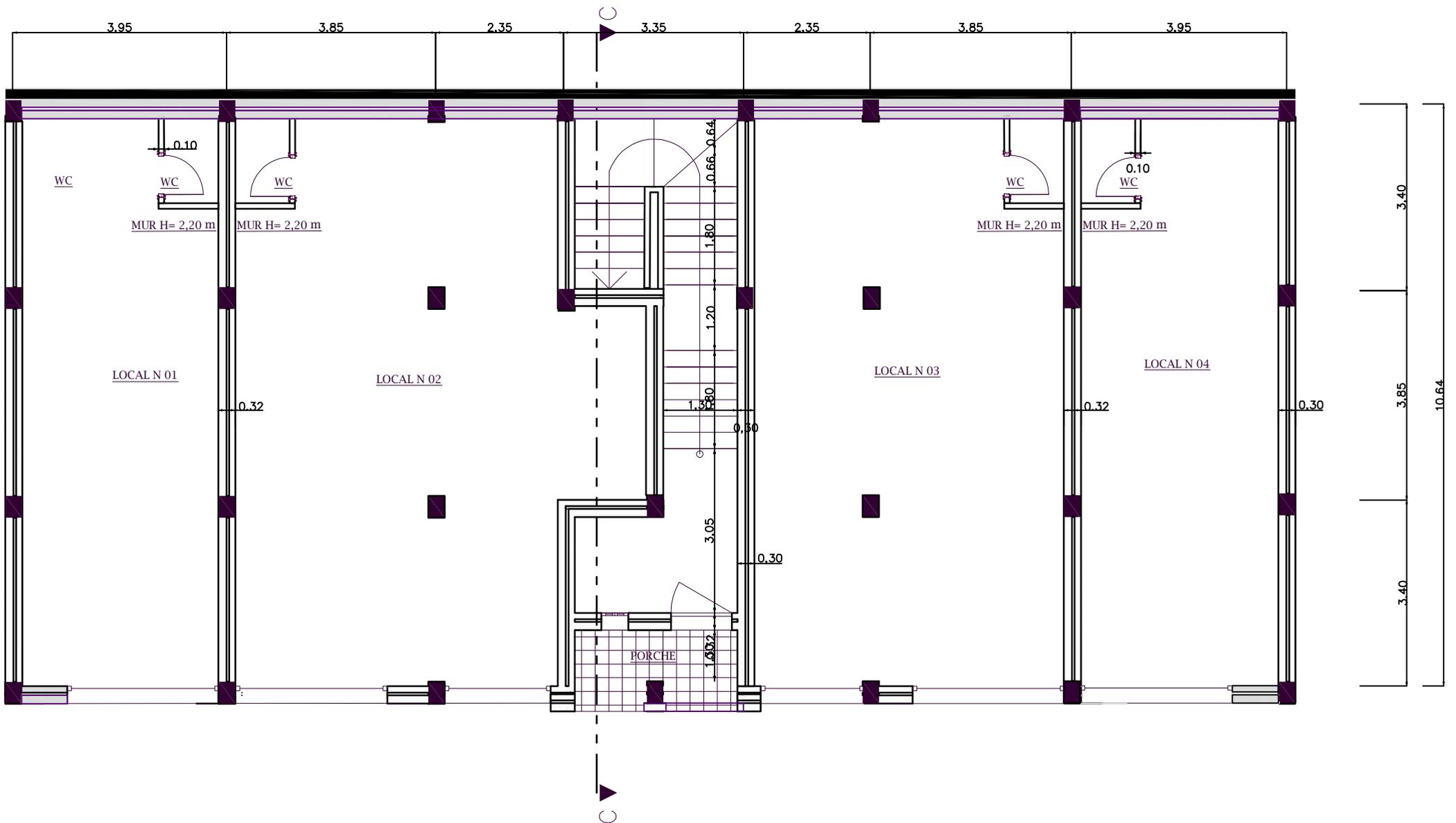


PLAN DE D'ENTRE AXES ECH 1/50
BLOCS -G- H - I



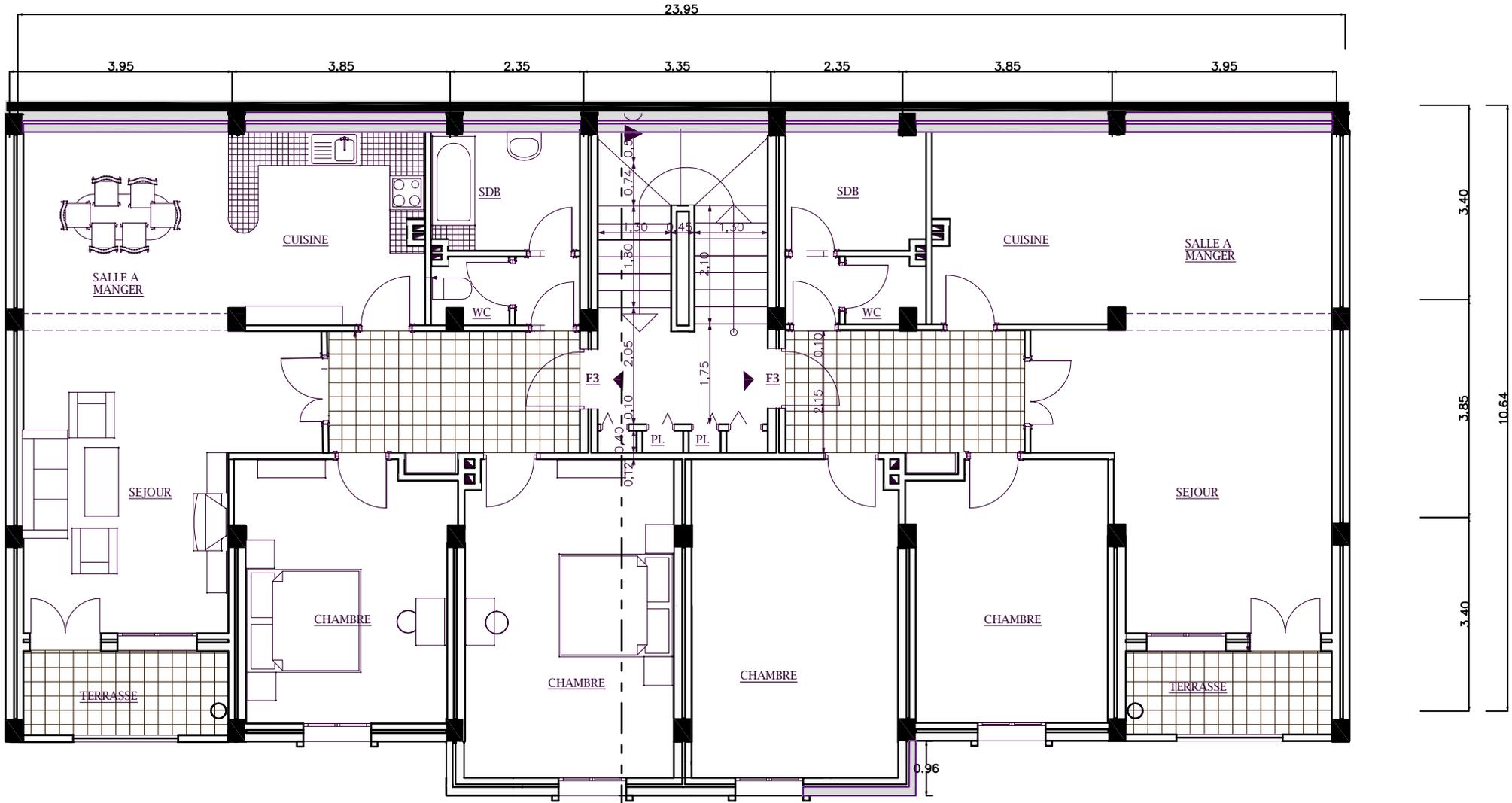
BLOCS - G- H^o I NIVEAU -13,26

PLAN 1er D'ENTRE SOL ECH 1/50



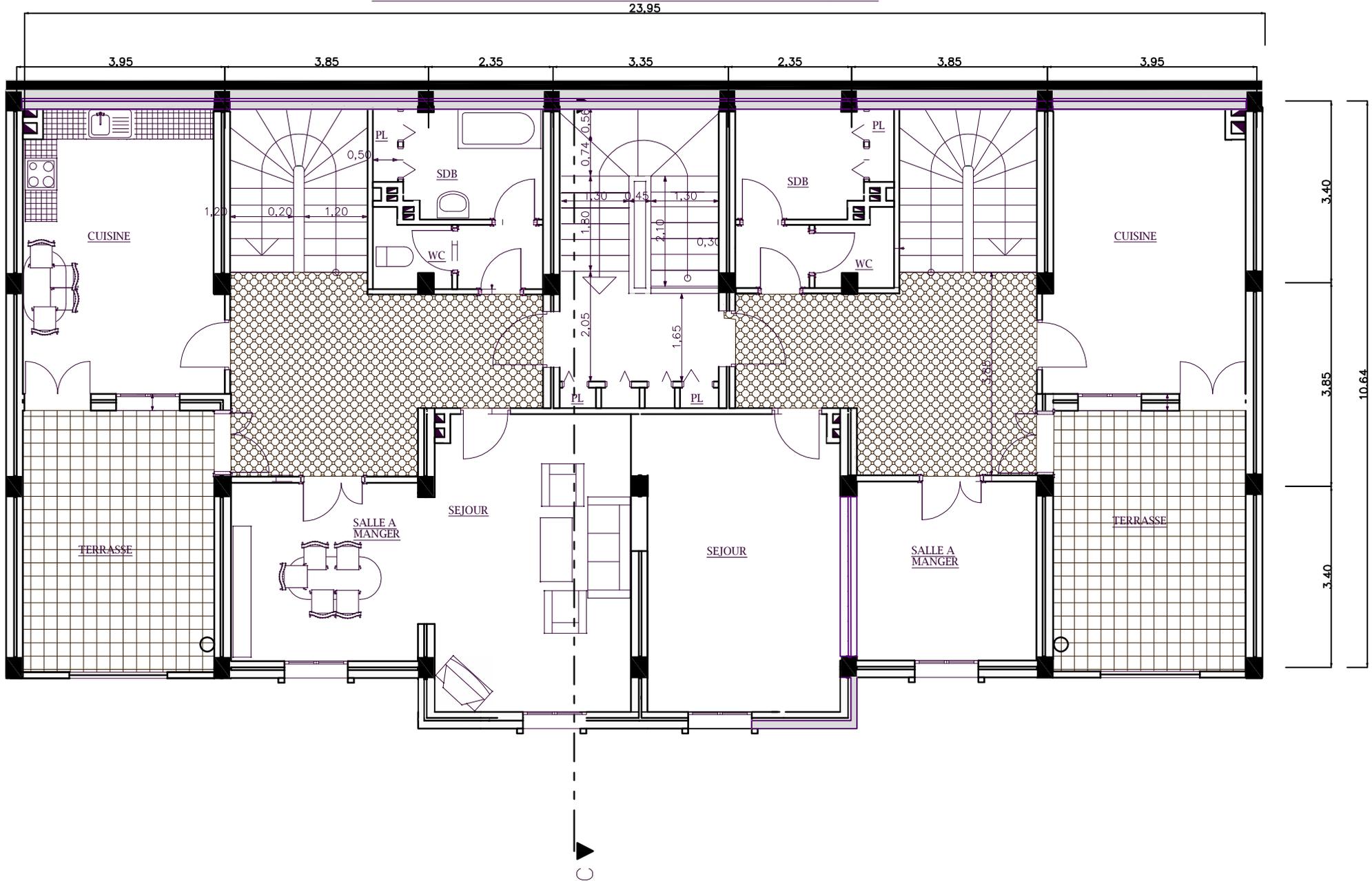
PLAN DU 2eme D'ENTRE SOL ECH 1/50

BLOCS -G- H - I NIVEAU -9,18

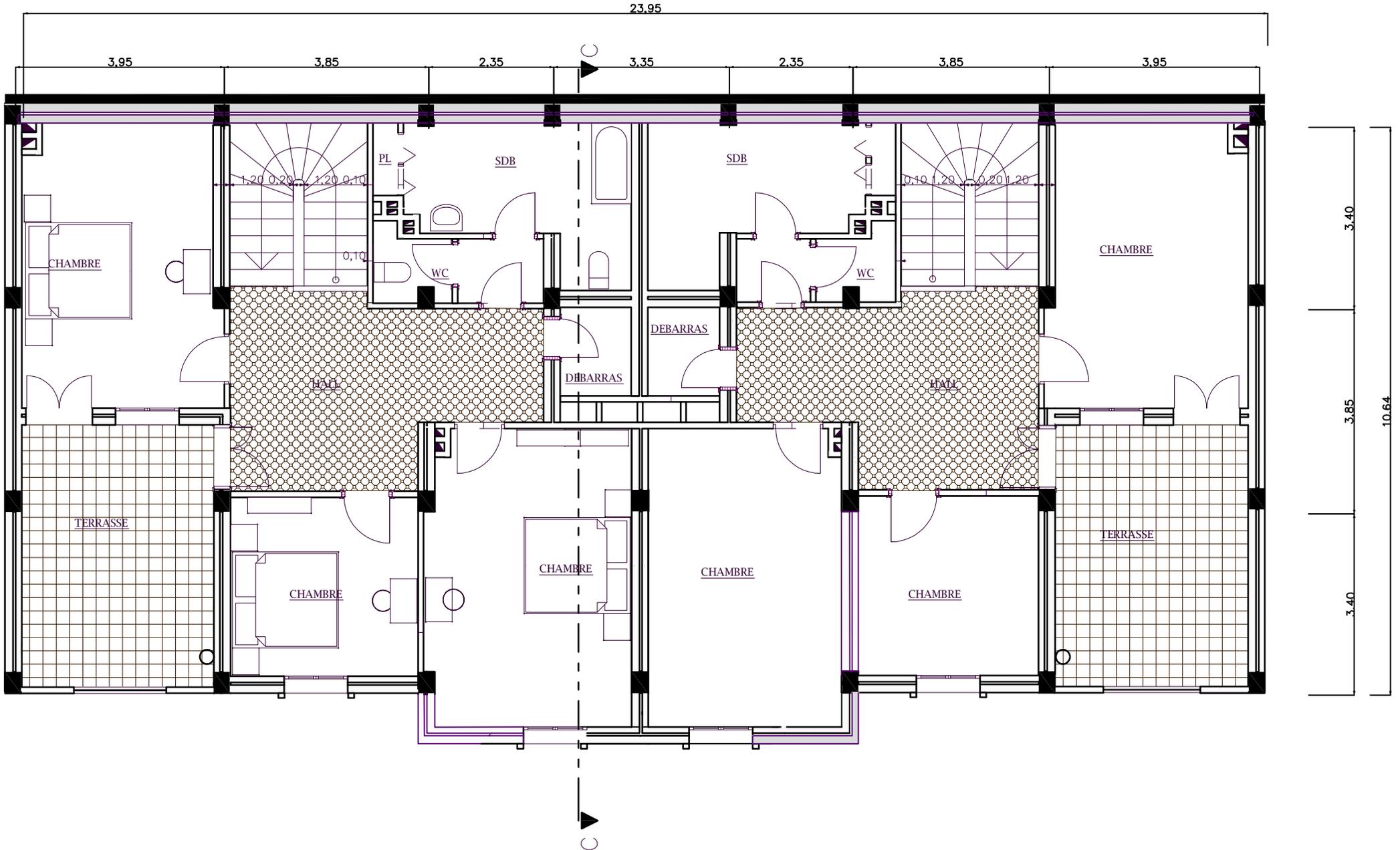


BLOCS C LI NIVEAU 12 06

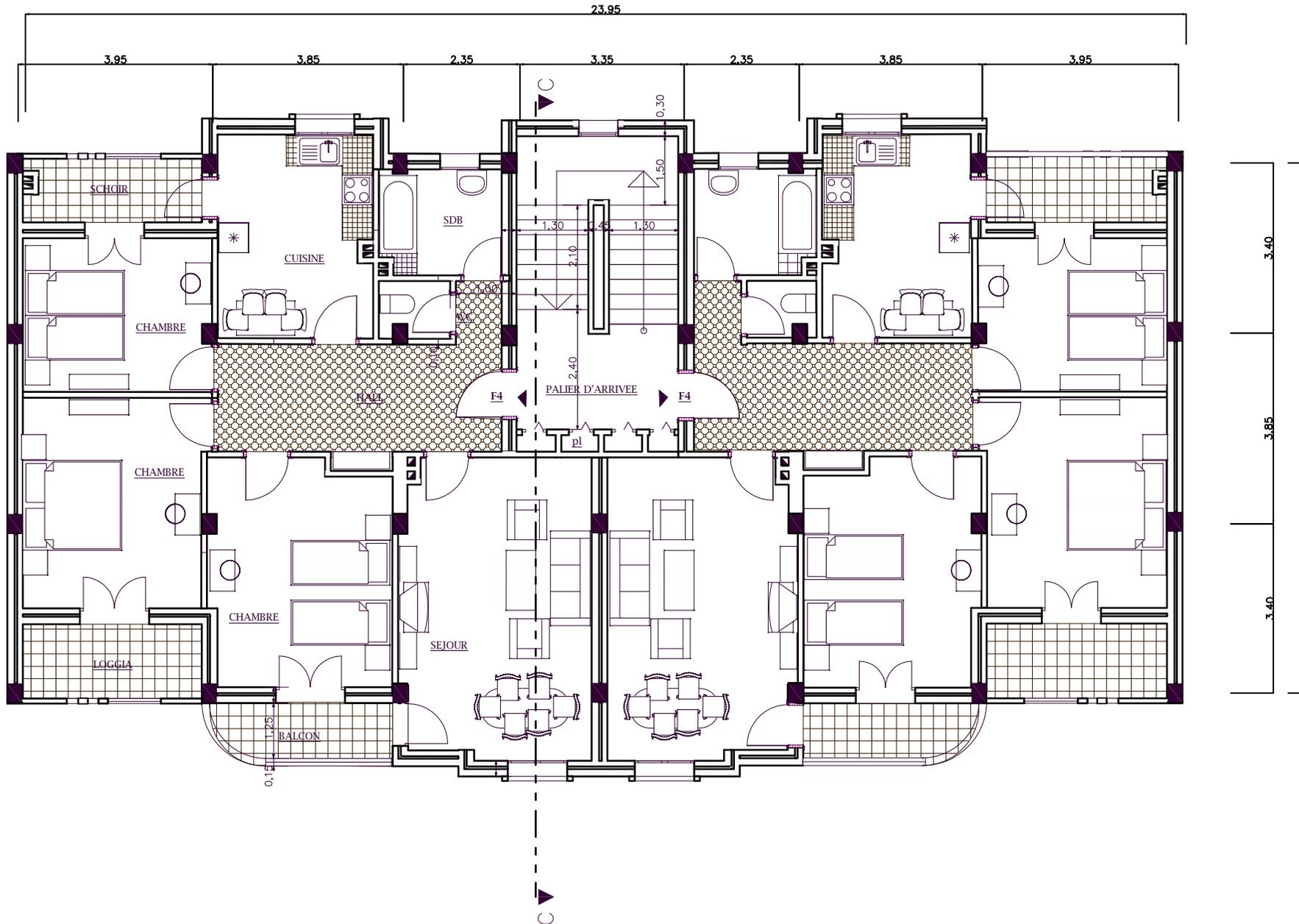
PLAN DU 3eme ENTRE SOL EN DUPLEX ECH 1/50
BLOCS -G- H - I NIVEAU -6,12



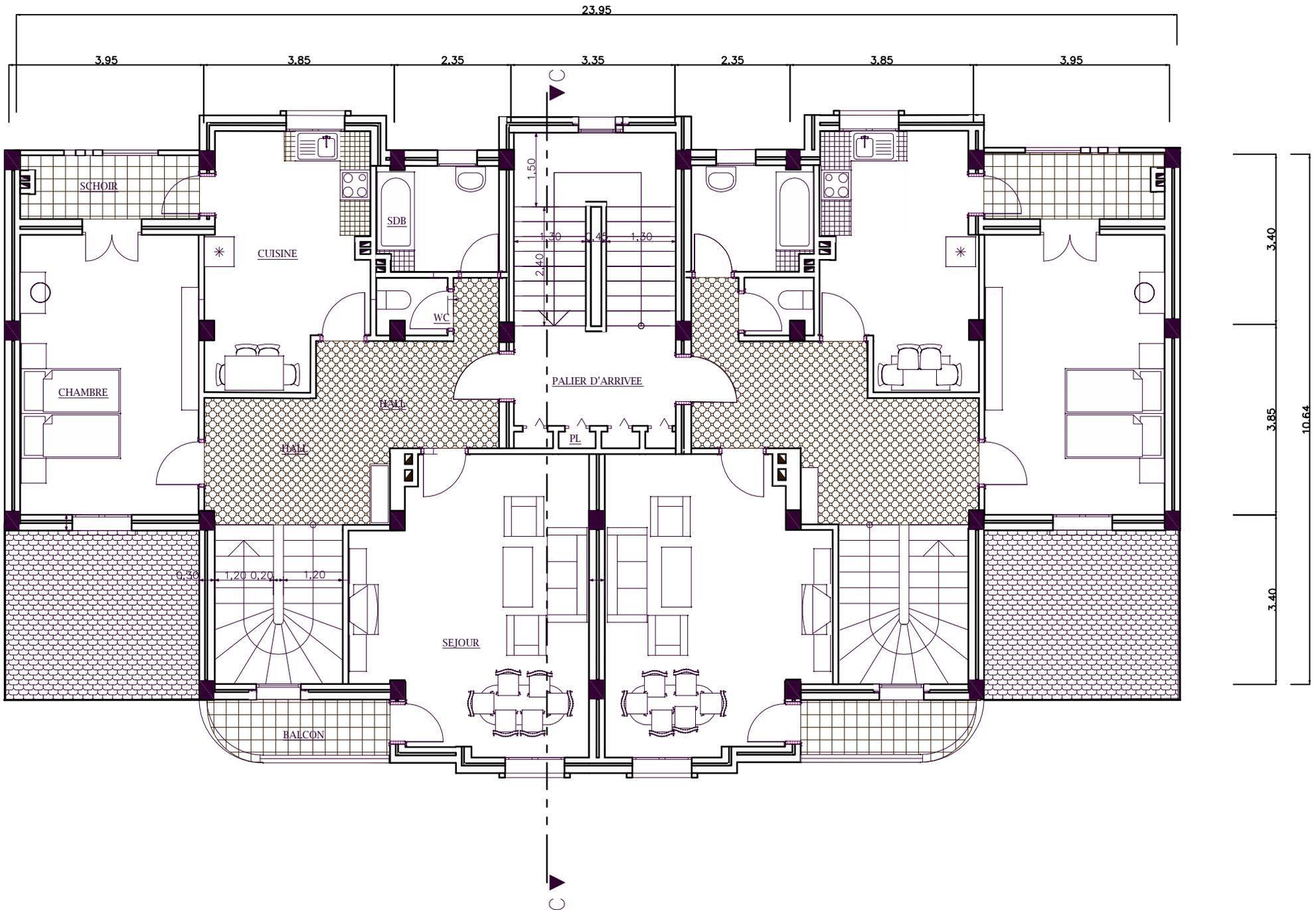
BLOCS -G- H - I NIVEAU -3,06



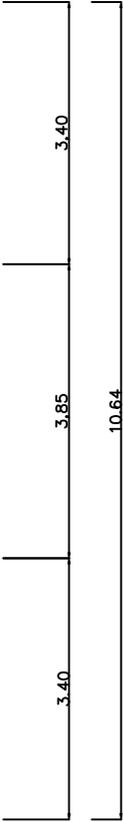
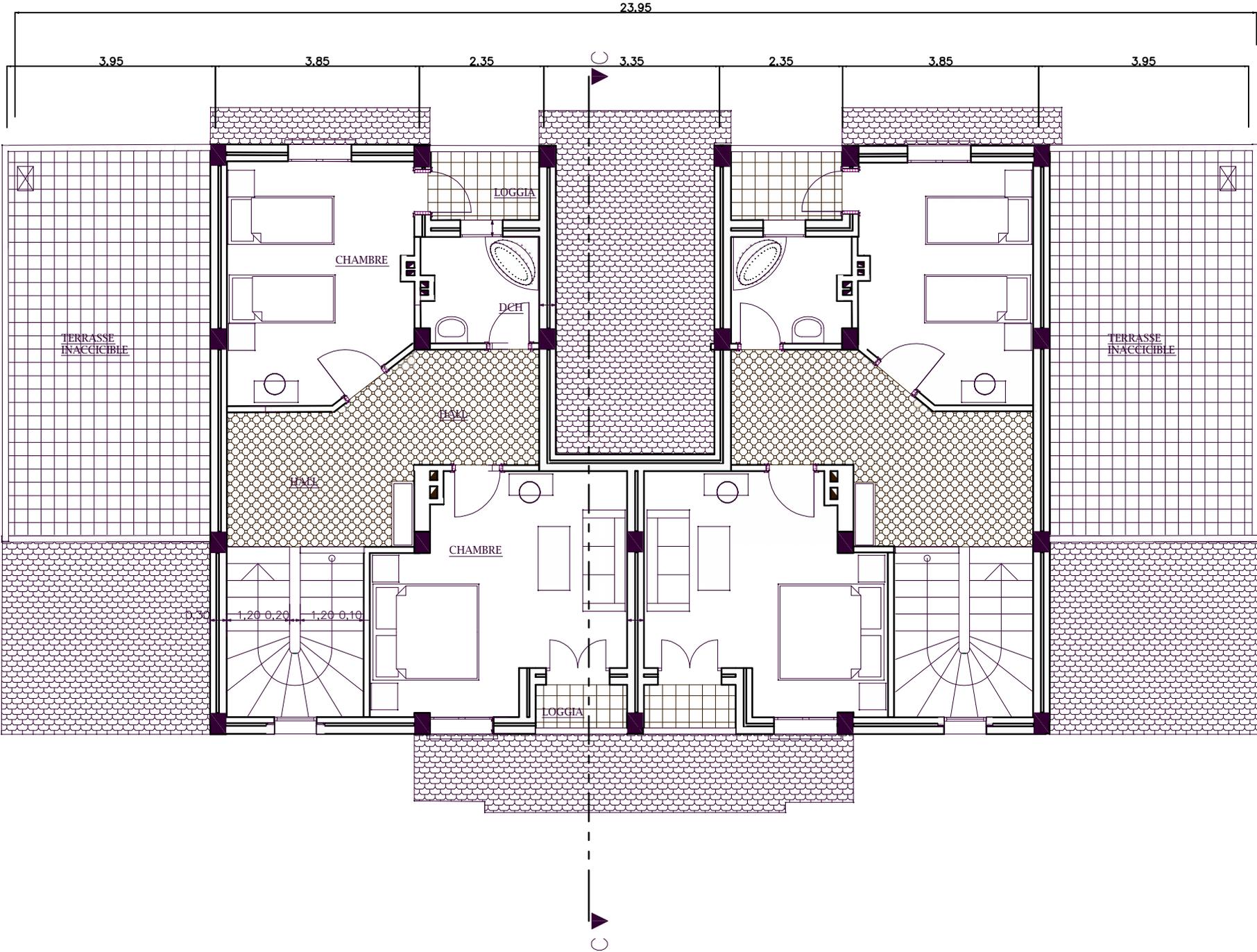
PLAN D'ETAGES COURANT ECH 1/50
BLOCS -G - H - I NIVEAU +4,08 , + 7,14 , + 10,20 , + 13,26



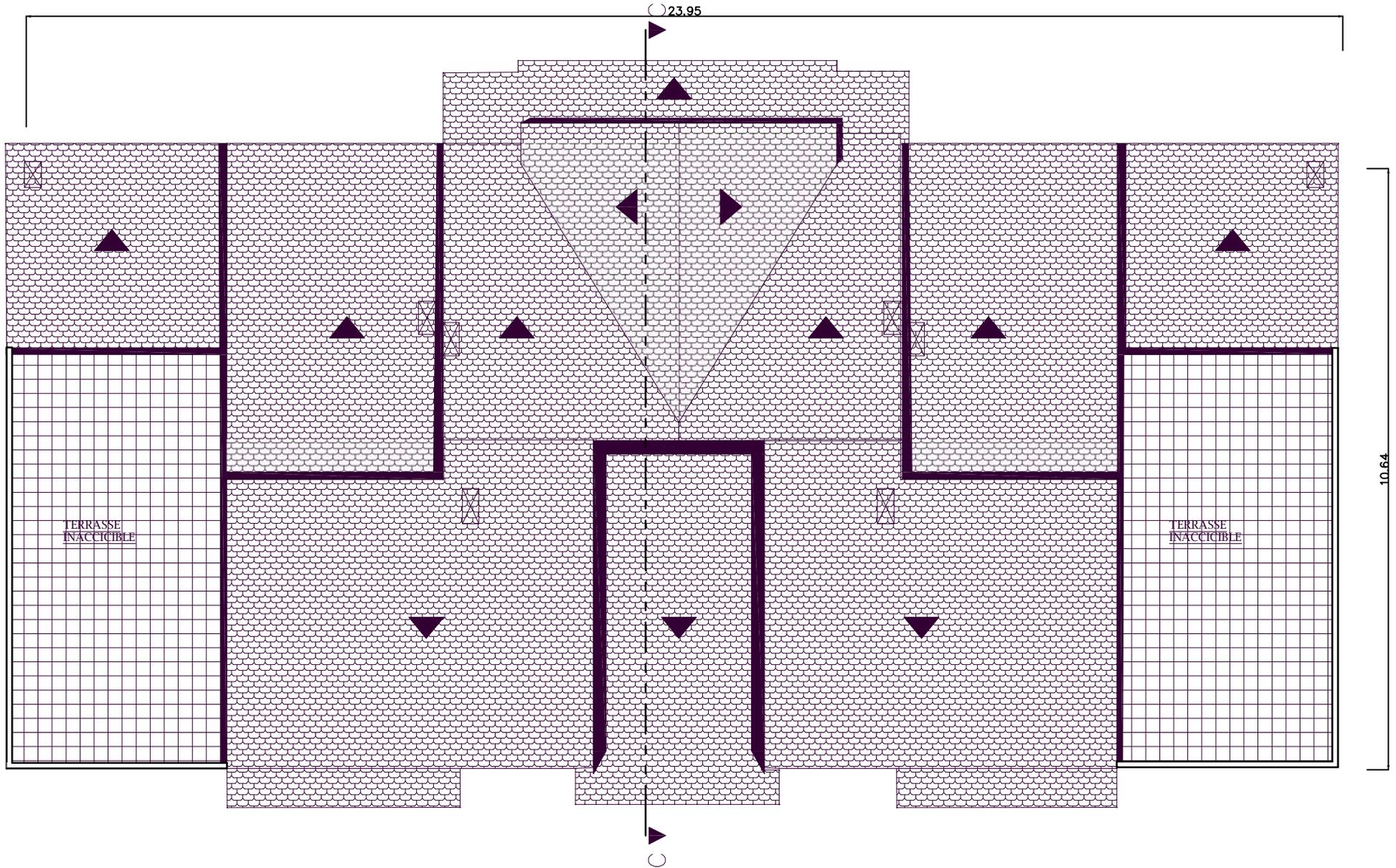
PLAN D'ETAGE 5 EN DUPLEX ECH 1/50
BLOCS -G- H -I - NIVEAU + 16,32



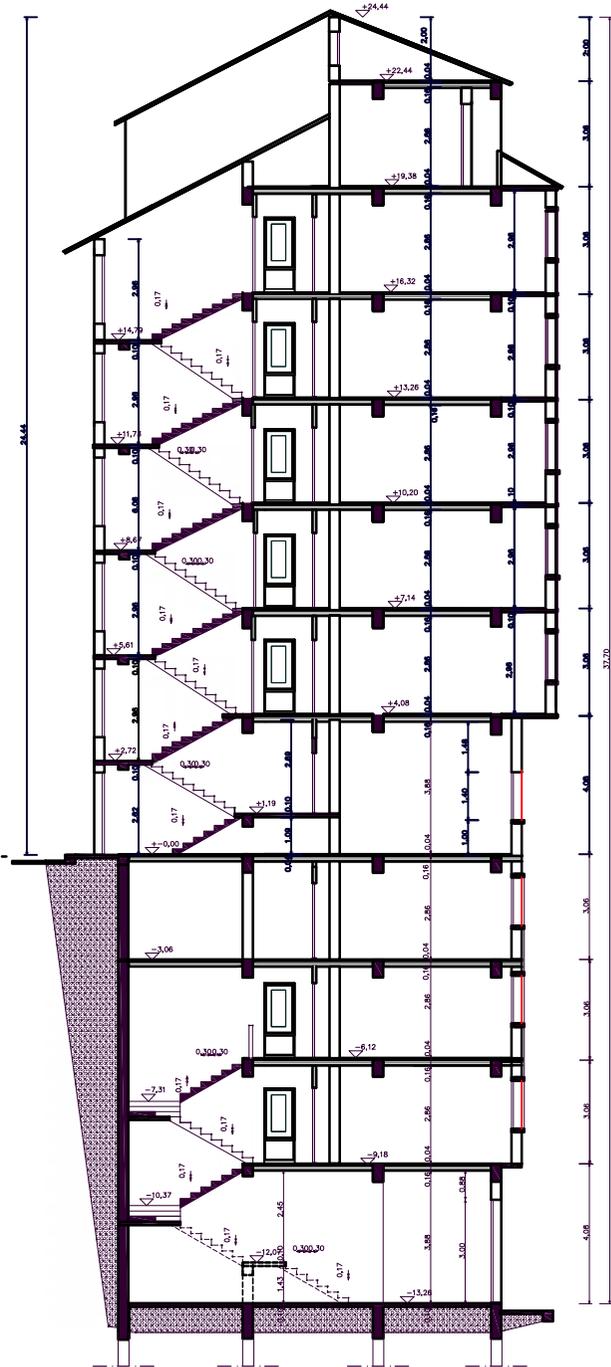
PLAN D'ETAGE 5 EN DUPLEX NIVEAU ECH 1/50
BLOCS - G - H - I NIVEAU +19,38



PLAN DE TOITURE (+22,44) ECH 1/50
BLOCS -G- H -I



COUPE AA ECH 1/50
BLOCS -G- H- I



FACADE POSTERIEURE ECH 1/50

BLOCS -G- H-1



FACADE PRINCIPALE ECH 1/50

BLOCS -G-H-I

