

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

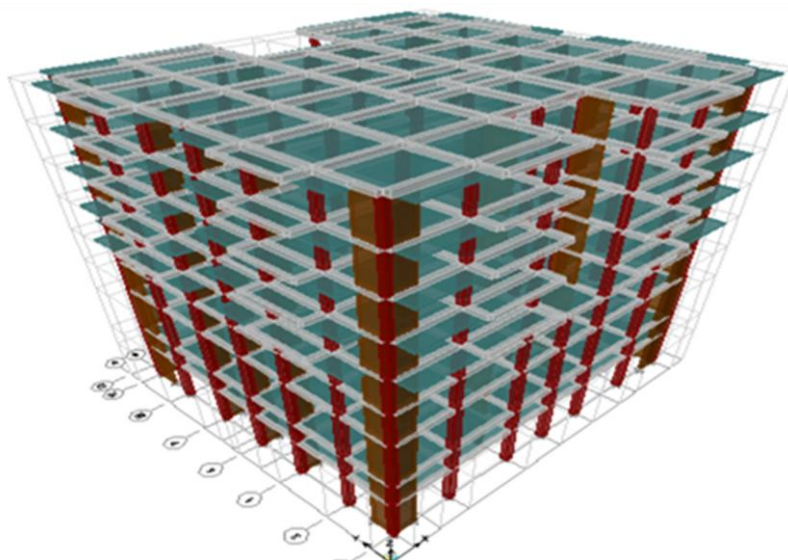


Memoire de fin d'études

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER PROFESSIONNEL
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET
INDUSTRIELLE.

Thème

*Calcul d'une tour (R+6+ 2entre sol) à usage multiple,
contreventée par voiles et portiques avec l'application ETABS*



Réalisé par :

- *BENCHABANE Assia*
- *AZAIM Kahina*

Encadré par : *M^R SI SALEM.A*

Promotion:2023/2024

2024

Remerciements



Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur monsieur SI SALEM. A pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

Nous sincères remerciements vont également à Monsieur NEKMOUCHE. A, On a l'honneur et la chance de bénéficier de ses connaissances et de ses Compétences, de ces précieux conseils et de son suivi tout au long de ce parcours, On vous remercie infiniment

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de UMMTO, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

MERCI.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

**A mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse
exprimer mes sincères sentiments,**

**Pour leur patience illimitée, leur encouragement
continu, leur aide, en témoignage de mon profond
amour et respect pour leurs grands sacrifices**

À ma chères sœurs « Melissa ».

À mes chères frères « Rabah et Hocine ».

**À mes amis « Khaled et Larbi »
À Ma binôme « Kahina ».**

**Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour
que ce travail soit possible, je vous dis merci.**

ASSIA



Liste des Figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Schéma d'escalier | 5 |
| Figure I.2 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU. .. | 13 |
| Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS..... | 14 |
| Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU | 16 |
| Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux | 19 |
| Figure II.2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires..... | 21 |
| Figure II.3 : Coupe verticale du voile. | 23 |
| Figure II.4 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation..... | 24 |
| Figure II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible..... | 29 |
| Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant..... | 30 |
| Figure II.7 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine | 31 |
| Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison..... | 31 |
| Figure II.9 : coupe verticale d'un mur intérieur | 32 |
| Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité..... | 33 |
| Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère..... | 41 |
| Figure III.2 : Diagramme des efforts internes (M ; N ; T)..... | 42 |
| Figure III.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée | 43 |
| Figure III.4 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux la disposition des poutrelles. | 49 |
| Figure III.5 : Treillis soudées de 15 x15 cm. | 51 |
| Figure III.6 : Section en T..... | 52 |
| Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle | 53 |
| Figure III.8 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression. | 54 |
| Figure III.9 : Schéma représentent trois types de poutrelles. | 55 |
| Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 6 travées | 56 |
| Figure III.11 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 1..... | 58 |
| Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. | 62 |
| Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU. | 64 |

| | |
|--|-----|
| Figure III.14 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées. | 64 |
| Figure III.15 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 2. | 65 |
| Figure III.16 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 2. | 66 |
| Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 2 | 67 |
| Figure III.18 : Schéma statique de la poutrelle à 1 travée..... | 67 |
| Figure III.19 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 3. | 68 |
| Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 3. | 68 |
| Figure III.21 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 1..... | 75 |
| Figure III.22 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 2..... | 75 |
| Figure III.23 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 3..... | 76 |
| Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 1 | 76 |
| Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 2..... | 76 |
| Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 3..... | 77 |
| Figure III.27 : Schéma de ferrailage des planchers. | 81 |
| Figure III.28 : Schéma statique | 92 |
| Figure III.29 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU | 95 |
| Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU..... | 95 |
| Figure III.31 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement | 96 |
| Figure III.32 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS..... | 99 |
| Figure III.33 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS | 101 |
| Figure III.34 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement..... | 101 |
| Figure III.35 : Ferrailage de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos. | 104 |
| Figure III.36 : Schéma statique de première volée de l'escalier balancé..... | 105 |
| Figure III.37 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU..... | 109 |
| Figure III.38 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU..... | 110 |
| Figure III.39 : Schéma statique d'escalier a l'ELS | 114 |

| | |
|---|-----|
| Figure III.40 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS..... | 115 |
| Figure III.41 : Schéma statique de la poutre de chainage | 118 |
| Figure III.42 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU..... | 119 |
| Figure III.43 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU..... | 120 |
| Figure III.44 : Diagramme des moments à l'ELU après correction. | 120 |
| Figure III.45 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS | 122 |
| Figure III.46 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS | 123 |
| Figure III.47 : Diagramme des moments à l'ELS après correction..... | 123 |
| Figure III.48 : Ferrailage de la poutre de chainage | 126 |
| Figure III.49 : Schéma statistique de la poutre palière..... | 127 |
| Figure III.50 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU..... | 128 |
| Figure III.51 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU | 129 |
| Figure III.52 : Diagramme des moments à l'ELU après correction. | 129 |
| Figure III.53 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS | 131 |
| Figure III.54 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS | 132 |
| Figure III.55 : Diagramme des moments à l'ELS après correction. | 132 |
| Figure III.56 : Schémas de ferrailage de la poutre palière | 134 |
| Figure IV.1 : Icône d'ETABS..... | 135 |
| Figure IV.2 : Fenêtre de dialogue..... | 136 |
| Figure IV.3 : Choix de l'unité | 137 |
| Figure IV.4 : Commande création d'un nouveau modèle..... | 137 |
| Figure IV.5 : Création d'un nouveau modèle | 137 |
| Figure IV.6 : Instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation. | 138 |
| Figure IV.7 : Instruction des lignes de construction en plan. | 139 |
| Figure IV.8 : Instruction des lignes de construction en élévation..... | 139 |
| Figure IV.9 : Instruction des lignes de construction en élévation..... | 140 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.10 : Représentation de la structure en 2D | 141 |
| Figure IV.11 : Représentation de la structure en 3D. | 141 |
| Figure IV.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton..... | 142 |
| Figure IV.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER | 142 |
| Figure IV.14 : Introduction des éléments barres | 143 |
| Figure IV.15 : Introduction des coffrages de poutres..... | 143 |
| Figure IV.16 : Définition des dimensions des poutres principales | 144 |
| Figure IV.17 : Définition des dimensions des poutres secondaires | 144 |
| Figure IV.18 : Définition des dimensions des poutres de chaînage..... | 145 |
| Figure IV.19 : Définition des dimensions de la poutre palière..... | 145 |
| Figure IV.20 : Définition des dimensions du poteau 30x30..... | 146 |
| Figure IV.21 : Définition des dimensions du poteau 35x35 | 146 |
| Figure IV.22 : Définition des dimensions du poteau 40x45..... | 147 |
| Figure IV.23 : Définition des dimensions de voile du RDC et E/SOL..... | 147 |
| Figure IV.24 : Définition des dimensions de voile des étages courants..... | 148 |
| Figure IV.25 : Définition des dimensions des planchers en corps creux..... | 148 |
| Figure IV.26 : Définition des dimensions de la dalle pleine | 149 |
| Figure IV.27 : Validation des planchers. | 149 |
| Figure IV.28 : Commande de dessin poteaux..... | 150 |
| Figure IV.29 : Dessin des poteaux 40x40 | 150 |
| Figure IV.30 : Dessin des poteaux 35x35. | 151 |
| Figure IV.31 : Dessin des poteaux 30x30. | 151 |
| Figure IV.32 : Commande de dessin poutres..... | 152 |
| Figure IV.33 : Dessin des poutres principales 30x40..... | 152 |
| Figure IV.34 : Dessin des poutres secondaires 30x35..... | 153 |
| Figure IV.35 : Commande de dessin voile | 153 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.36 : Affectation des voiles | 154 |
| Figure IV.37 : Commande de dessin des dalles en corps creux | 154 |
| Figure IV.38 : Affectation des dalles en corps creux | 155 |
| Figure IV.39 : Commande de dessin de dalle pleine | 155 |
| Figure IV.40 : Affectation de la dalle pleine | 155 |
| Figure IV.41 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage | 156 |
| Figure IV.42 : Définition des charges G et Q..... | 156 |
| Figure IV.43 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003..... | 158 |
| Figure IV.44 : commande d'introduction de spectre de réponse..... | 158 |
| Figure IV.45 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003..... | 159 |
| Figure IV.46 : Commande d'introduction des cas de charges sismiques. | 160 |
| Figure IV.47 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales. | 161 |
| Figure IV.48 : Définition de la masse sismique | 161 |
| Figure IV.49 : Encastrement de la base de la structure | 162 |
| Figure IV.50 : Commande d'introduction d'un plancher rigide | 163 |
| Figure IV.51 : Spécification de diaphragme de chaque plancher | 163 |
| Figure IV.52 : Commande d'introduction des combinaisons d'actions | 164 |
| Figure IV.53 : Création des combinaisons de charges | 165 |
| Figure IV.54 : Attribution des charges surfacique à des panneaux | 166 |
| Figure IV.55 : Introduction de nombre de mode | 167 |
| Figure IV.56 : Option de vérification du modèle | 167 |
| Figure IV.57 : L'analyse de la structure | 168 |
| Figure IV.58 : Vue en 3D de la structure..... | 168 |
| Figure V.1 : Choix de la combinaison sismique..... | 171 |
| Figure V.2 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois | 172 |
| Figure V.3 : Charges horizontale reprise par les portiques..... | 172 |

| | |
|--|-----|
| Figure V.4 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls..... | 173 |
| Figure VI.1 : Section en flexion composée | 187 |
| Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC)..... | 189 |
| Figure VI.3 : Schéma de ferrailage..... | 190 |
| Figure VI.4 : Schéma de ferrailage..... | 190 |
| Figure VI.5 : Caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec..... | 192 |
| Figure VI.6 : Affichage des résultats de Socotec | 193 |
| Figure VI.7 : Section simplement armée | 214 |
| Figure VI.8 : Section rectangulaire doublement armée..... | 215 |
| Figure VI.9 : Les résultats des contraintes aciers et béton | 225 |
| Figure VI.10 : Un résumé pour la poutre de chaînage..... | 226 |
| Figure VII.1: La coupe verticale d'un radier générale..... | 235 |
| Figure VII.2: Diagramme des contraintes | 239 |
| Figure VII.3: Périmètre utile des poteaux | 241 |
| Figure VII.4: Périmètre utile des voiles | 241 |
| Figure VII.5: Présentation des chargements simplifiés..... | 248 |
| Figure VII.6: Répartition trapézoïdale | 249 |
| Figure VII.7: Répartition triangulaire | 249 |
| Figure VII.8: Schéma statique des nervures (moment fléchissant)..... | 250 |
| Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)..... | 250 |
| Figure VII.10: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (YY)..... | 250 |
| Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)..... | 251 |
| Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)..... | 251 |
| Figure VII.13: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)..... | 255 |
| Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (YY)..... | 255 |
| Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)..... | 256 |

| | |
|---|-----|
| Figure VII.16: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)..... | 256 |
| Figure VIII-1 : Pression des terres sur le voile périphérique | 258 |
| Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes à l'ELU | 260 |
| Figure VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS..... | 260 |

Liste des Tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier..... | 15 |
| Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s | 16 |
| Tableau II.1 : Vérification aux exigences du RPA. | 23 |
| Tableau II.2 : Détermination de l'épaisseur du voile..... | 25 |
| Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse | 30 |
| Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant. | 30 |
| Tableau II.5 : Charges permanentes de la dalle pleine | 31 |
| Tableau II.6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur). | 32 |
| Tableau II.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)..... | 32 |
| Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments | 32 |
| Tableau II.9 : Charges permanentes des planchers..... | 34 |
| Tableau II.10 : Charges permanentes des poutres..... | 34 |
| Tableau II.11 : Charges permanentes des poteaux..... | 35 |
| Tableau II.12 : Coefficients de dégression de surcharge | 36 |
| Tableau II.13 : La dégression de la surcharge..... | 36 |
| Tableau II.14 : Récapitulatif de la descente de charge | 37 |
| Tableau II.15 : Vérification des conditions exigées par RPA..... | 38 |
| Tableau II.16 : Vérification des sections des poteaux au flambement..... | 39 |
| Tableau III.1 : Charges et surcharges revenants aux poutrelles..... | 54 |
| Tableau III.2 : Tableau des coefficients..... | 59 |
| Tableau III.3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU..... | 69 |
| Tableau III.4 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS | 74 |
| Tableau III.5 : Charges et surcharge revenant au palier. | 93 |
| Tableau III.6 : Charges et surcharge revenant au pailasse..... | 94 |
| Tableau III.7 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée | 97 |

| | |
|--|-----|
| Tableau III.8 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS | 100 |
| Tableau III.9 : La nouvelle section d'armature..... | 103 |
| Tableau III.10 : Charges et surcharge revenant au palier. | 107 |
| Tableau III.11 : Charges et surcharge revenant au paillasse..... | 108 |
| Tableau III.12 : Les efforts internes à l'ELS..... | 109 |
| Tableau III.13 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée | 111 |
| Tableau III.14 : Les efforts internes à l'ELS..... | 114 |
| Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique..... | 176 |
| Tableau V-2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux..... | 177 |
| Tableau V-3 : la période fondamentale de la structure..... | 178 |
| Tableau V-4 : critères du facteur de qualité | 180 |
| Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base | 180 |
| Tableau V-6 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x) | 181 |
| Tableau V-7 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y) | 182 |
| Tableau V-8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens | 183 |
| Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle | 185 |
| Tableau VI.2 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton..... | 186 |
| Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux | 187 |
| Tableau VI.4 : Calcul des armatures pour les poteaux..... | 193 |
| Tableau VI.5 : Délimitation des zones nodales..... | 194 |
| Tableau VI.6 : Vérification de la section des armatures transversales | 197 |
| Tableau VI.7 : Vérification de contraintes tangentielles | 198 |
| Tableau VI.8 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA | 199 |
| Tableau VI.9 : Vérification des contraintes..... | 200 |
| Tableau VI.10 : Ferrailages des voiles longitudinaux..... | 208 |
| Tableau VI.11 : Ferrailages des voiles longitudinaux..... | 210 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.12 : Ferrailage des voiles transversaux..... | 212 |
| Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres principales a l'ELU..... | 216 |
| Tableau VI.14 : Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU..... | 216 |
| Tableau VI.15 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA..... | 217 |
| Tableau VI.16 : Vérification au cisaillement | 218 |
| Tableau VI.17 : Vérification de la condition de non fragilité | 218 |
| Tableau VI.18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton..... | 219 |
| Tableau VI.19 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier | 219 |
| Tableau VI.20 : Adhérence et l'entraînement des barres | 220 |
| Tableau VI.21 : Armatures transversales minimales | 222 |
| Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles..... | 223 |
| Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes à l'ELS | 223 |
| Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)..... | 230 |
| Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal) | 230 |
| Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux..... | 231 |
| Tableau VII.4 : Les sollicitations du radier | 240 |
| Tableau VII.5 : Récapitulatif des contraintes..... | 240 |
| Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 247 |
| Tableau VII.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)..... | 249 |
| Tableau VII.8 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX)..... | 251 |
| Tableau VII.9 : Moments fléchissant max et l'effort tranchant max | 252 |
| Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures..... | 252 |
| Tableau VII.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA..... | 253 |
| Tableau VII.12 : Vérification des quantités d'armatures transversales | 254 |
| Tableau VII.13 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)..... | 255 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.14 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX)..... | 256 |
| Tableau VII.15 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées | 257 |
| Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes dans le béton | 257 |
| Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur plaque..... | 263 |
| Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 265 |



Introduction générale

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structure. En effet, les tremblements des terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes des vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Pour cela, nous disposons des connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en (2 entre sol, RDC+6) à usages multiples, contreventé par voiles et portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conforme aux règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifiées 2003) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

En plus du calcul statique qui fera l'objet des (03) premiers chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du RPA2003. La réponse à cette simulation sera évaluée par le logiciel ETABS version 9.7.0.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Chaque travail qu'il soit dans le domaine du génie civil ou autre a un objectif spécifique à atteindre. Dans le cas des ouvrages de génie civil, il est crucial de garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, à la fois pendant et après sa réalisation. Cela requiert des calculs précis afin d'assurer ces aspects, tout en cherchant à minimiser les coûts.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, pour le calcul des éléments constituant de cet ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues tel que le BAEL99 et le RPA99 (modifié en 2003), qui s'appuie sur la connaissance des matériaux, dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment (R+6+2 entre sol) à usage multiple (habitation et bureaux et commercial) composé de :

- 2 entre sol.
- Rez-de-chaussée commercial.
- 1 étage à usage administratif.
- 5 étages courant à usages d'habitation.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escalier.

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02) puisque la hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le bâtiment est implanté à **JJEL** classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est d'importance moyenne (courant) appartient au groupe d'usage 2.

I.2. Règlements utilisés et normes de conception :

Les différents règlements et normes de conception utilisés pour l'étude du projet sont ceux en usage dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

RPA 99/version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes.

CBA 93 : Code de Béton armé Algérien.

BAEL modifiée 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

DTR BC2.2 : Documents Techniques Réglementaire Charges et Surcharges.

DTR BC2.3 : Calcul des fondations superficielles

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimension :

- Longueur totale : 26,77 m.
- Largeur totale : 27,70 m.
- Hauteur totale : 25,10 m.
- Hauteur de e/sol 2 : 3,06 m
- Hauteur de e/sol 1 : 4,08 m.
- Hauteur du RDC partie commerce : 4,50 m.
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m.
- Acrotère : 0,60 m.

I.4. Conception :

I.4.1. Le contreventement :

Ce bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux-poutres) qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrages sous séisme.

I.4.2. Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- **Plancher à corps creux.**
- **Plancher à dalle pleine.**

Les planchers assurent deux fonctions :

- 1- Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- 2- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

➤ **Plancher à corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction :

Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participant à la stabilité de la structure).

Ossature :

Selon la définition de RPA : structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux. Support des plafonds et revêtement.

Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteau. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales aussi un pourcentage de charges horizontales, et sont liés entre eux.

Voile : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrages deux types de voiles :

Voiles périphériques : Disposés à la périphérie du bâtiment au sous-sol destinée à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous-sol.

➤ **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévu là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur, les balcons et les paliers d'escaliers.

I.4.3. Escalier :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

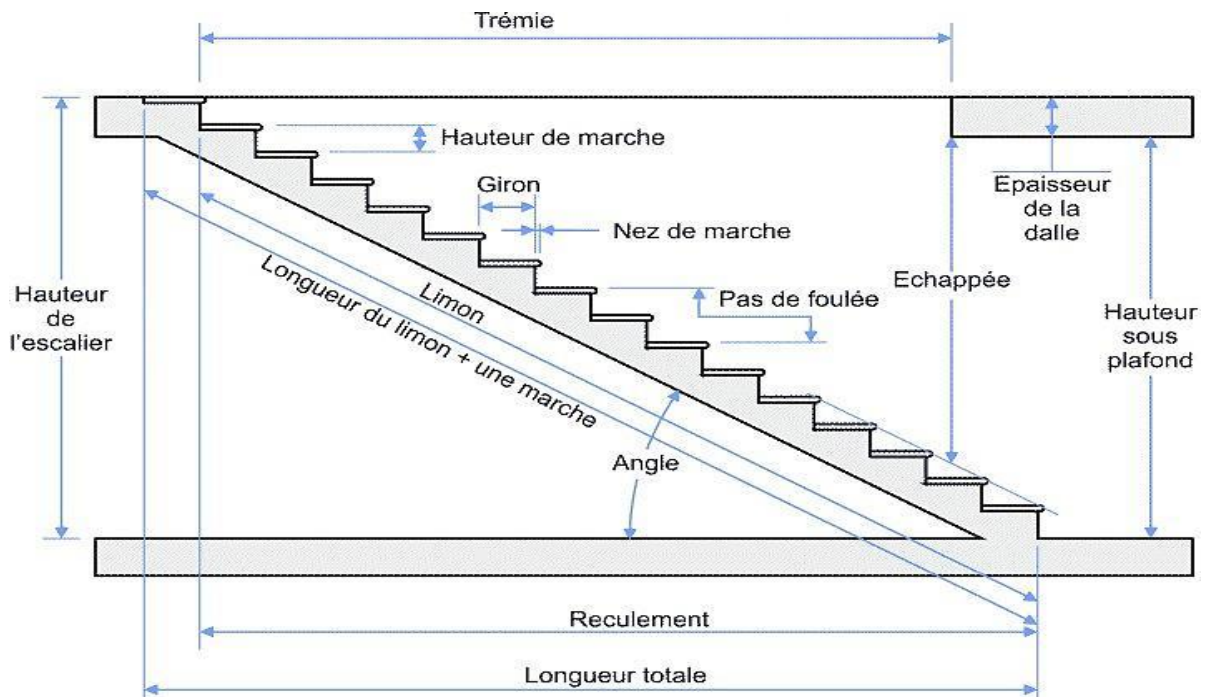


Figure I.1 : schéma d'escalier

Les consoles : sont des plates-formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Le bâtiment comporte un seul type de console en corps creux.

I.4.4. La maçonnerie :

La maçonnerie de bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs** sont constitués en double paroi de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.4.5. Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.

I.4.6. L'acrotère :

L'acrotère est un muret qui prolonge le mur de façade, il participe à la protection de la toiture contre l'action de la pluie et à son isolation. Dans notre cas au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2 % pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut-être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.5. Les fondations :

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose la construction. Elles assurent la transmission des charges issues de la structure directement au sol, en tenant compte de sa propre masse. Le choix de type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage

I.6. Les états limitent :

a) États limites ultime (ELU) :

Qui correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique.
- Soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents Éléments résistant de l'ouvrage.
- États limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures soit la stabilité de forme.

b) Etats limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I.7. Actions et sollicitations :

Les actions :

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

1. Des charges permanentes.
2. Des charges d'exploitations.
3. Des charges climatiques.

a) Valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G) :**

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

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le -temps ; elles comprennent :

- Les charges appliquées en cour d'exécution
- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

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

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

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.

I.8. Les sollicitations :

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

Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situation durables :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{L'état limite ultime (E.L.U)} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \\ \text{L'état limite service (E.L.S)} = G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Situation accidentelles :} \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 E \quad 0.8G \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action de séisme.

9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mise en œuvre sur les chantiers de construction.

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifié 99).

9.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravier) et d'eau, aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent du ciment qui sert de colle. On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques physiques et mécaniques.

9.1.1. Les matériaux composants du béton :

- **Le ciment** : est une fine poudre minérale obtenue par broyage et cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile, c'est un constituant important du béton auquel il confère un certain nombre de ses propriétés, notamment sa résistance.
- **Les granulats** : est un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle, qui se situe dans l'une des 6 familles suivantes : (Fillers, Sablons, Sables, Graves, Gravillons, Ballast), ils sont utilisés pour réaliser des mortiers et des bétons.
- **L'eau** : joue un rôle déterminant dans la fabrication des mortiers et des bétons, elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation. L'eau peut être néfaste pour la résistance et la durabilité du béton en cas de mauvais dosage.
- **Les adjuvants** : catalyseur essentiel de l'évolution technologique des bétons, ils sont incorporés lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, ils permettent de modifier les propriétés mécanique ou physique du béton.

➤ **Résistance à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté **f_{C28}**. Cette résistance est mesurée après l'essai d'écrasement sur des éprouvettes normalisées de (16×32) cm² par compression axial après 28 jours de durcissement. Dans notre étude la valeur de la résistance du béton est égale à **25 MPA**.

Selon l'Article (**A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99**) lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous.

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPA $f_{cj} = j.f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$.
- Pour $f_{c28} \geq 40$ MPA $f_{cj} = j.f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée **f_{tj}** est conventionnellement définie par la relation suivante de l'Article (**A.2.1, 12 BAEL 91 modifié 99**) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$ Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$.

➤ **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinal, les valeurs sont données par l'article (A.2.1, 3 BAEL 91 modifié 99).

- Pour le calcul des sollicitations à l'ELU : $\nu = 0$
- Pour le calcul des déformations à l'ELS : $\nu = 0.2$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée d'application de la contrainte :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après de l'Article (A.2.1, 21 BAEL 91 modifié 99), lorsqu'un chargement d'une durée d'application inférieure à 24heures, le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $E_{i28} = 11000. \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

D'après l'article (A.2.1, 22 du BAEL 91 modifié 99), lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est égal à :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $E_{v28} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPA} \rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation transversal :**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : module de Young.

ν : coefficient de poisson.

➤ **Les contraintes limites :**

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

➤ **Etat limite ultime « ELU »**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton.

Elle est donnée par la formule suivante

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité partiel :

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle

$\theta = 1$ pour $t > 24h$

$\theta = 0,9$ pour $1 < t < 24$ heure

$\theta = 0,85$ pour $t < 1h$

En situation courante :

Pour : $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1 \rightarrow$ On aura : **$f_{bc} = 14.2$ MPa**

En situation accidentelle :

Pour : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85 \rightarrow$ On aura : **$f_{bc} = 21.74$ MPa**

Diagramme contrainte-déformation du béton :

Le comportement du béton est donné par la courbe parabole-rectangle représenté ci-dessous :

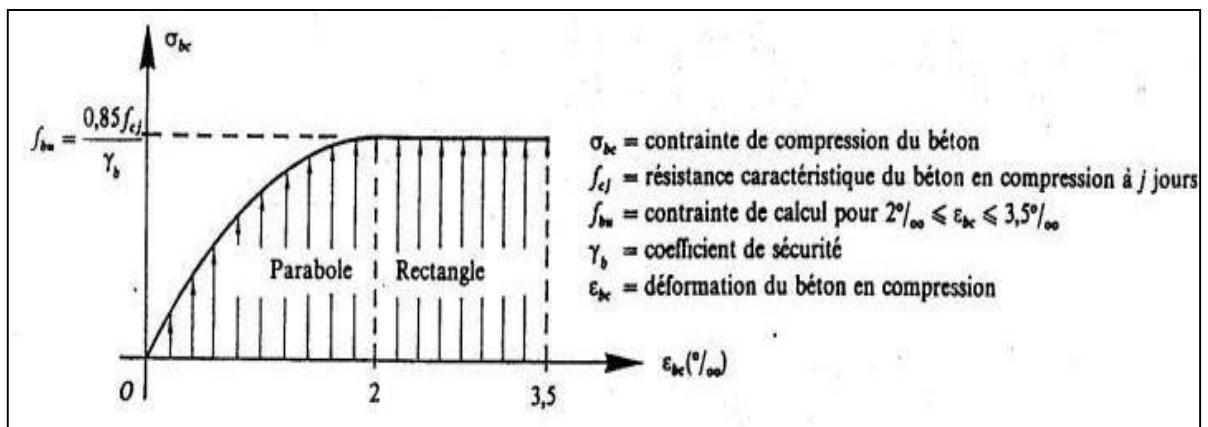


Figure I.2 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

➤ **Etat limite de service « ELS » :**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, Art.A.4.5.2})$$

À 28 jours : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Diagramme contraintes-déformation du béton :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique linéaire, cette relation est illustrée dans le diagramme ci-dessous :

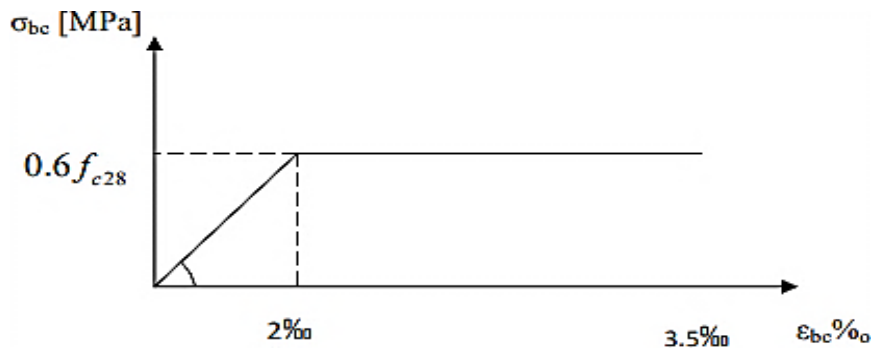


Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante tirée de l'article (ArtA.5.1, 1 BAEL 91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec : V_u : effort tranchant

b_0 : largeur de la section considérée

d : hauteur utile

$$d = 0.9 \times h$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes de l'article (Art A.5.1, 211 BAEL91 modifiée 99) :

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

9.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.1 : Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier.

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite élastique fe en (MPa) | Coefficient de fissuration (η) | Coefficient de cisaillement (ψ) |
|-------------------|-------------------------|---------|------------------------------|---------------------------------------|--|
| Acier en barre | Haute adhérence feE 400 | HA | 400 | 1.6 | 1.5 |
| Acier en treillis | Treillis soudé TLE520 | TS | 520 | 1.3 | 1 |

9.2.1. Module d'élasticité longitudinal :

Quel que soit la nuance de l'acier, la valeur du module d'élasticité « **Es** » est donné par l'article (Art A.2.2, 1 du BAEL 91 modifié 99) comme suit :

$$\mathbf{Es = 200\ 000\ MPa}$$

9.2.2. Les contraintes limite :

- **Etat limite ultime « ELU » :**

La contrainte limite ultime de déformation est donné par l'article (Art A.4. 3, 2 BAEL91 modifié 99).

Comme suit :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte admissible de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

Les résultats de $\bar{\sigma}_{st}$ pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

| Nuance de l'acier | Situation courante | Situation accidentelle |
|-----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| $f_e = 400$ MPA | $\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPA | $\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPA |
| $f_e = 520$ MPA | $\bar{\sigma}_{st} = 452.17$ MPA | $\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPA |

Diagramme contraintes-déformations de calcul de l'acier :

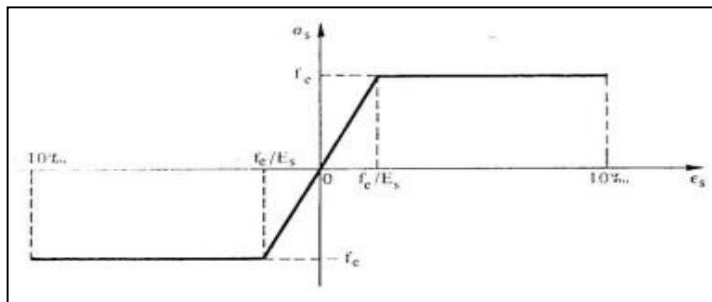


Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

Source : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992).

- **Etat limite de service « ELS » :**

Il est nécessaire de réduire le risque d'apparition des fissures et l'importance d'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles **BAEL 91 modifié 99**, on distingue trois cas de fissurations :

► Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.2}) [4]$$

► Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.3}) [4]$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisse (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les hautes adhérences (HA)} \end{array} \right.$$

► Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.4})$$

9.2.3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions réglementaires suivantes : **(BAEL 91 modifiée 99/Art A.7.1)**.

- **C ≥ 5 cm** : ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois coffrées ou non soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations.
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre, on a pu faire une description générale du projet, déterminer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituant des éléments dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.



Chapitre **II**

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles,...etc.).

Ces dimensionnement sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase de dimensionnement.

1. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers en corps creux :

Ils s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrailée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

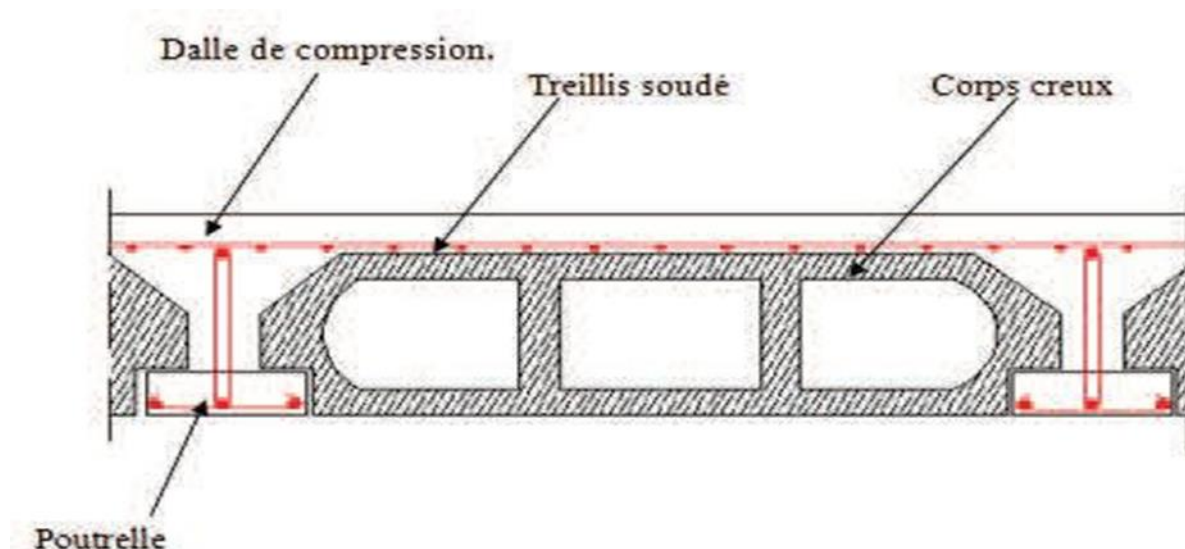


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\overline{ht} \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B6. 8. 424/BAEL91})$$

Avec :

ht : hauteur de plancher.

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige mi (b ; h) 25 cm en zone II_a on prend : L= 400-25= 375 cm

ht= (375/22,5)= 16,66 cm. Soit **h_t = 20 cm**

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après (**BAEL91 : Art.A.4.14**), les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

$$\begin{array}{l} \text{Hauteur « ht » :} \\ \text{Largeur « b » :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \mathbf{0.4 ht} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7 ht} \end{array} \right.$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre e.

b : la largeur de la poutre.

L_{max} : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Poutres principales

La hauteur : Sachant que : $L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$

$$\frac{455}{15} < ht < \frac{455}{10} \longrightarrow 30,33 \text{ cm} \leq ht \leq 45,5 \text{ cm. On prend : } ht = 40 \text{ cm.}$$

La largeur : sera : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm. On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

Poutres secondaires :

La hauteur : Sachant que : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{375}{15} < ht < \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \text{ cm} \leq ht \leq 37.5 \text{ cm. On prend : } ht = 35 \text{ cm.}$$

La largeur : sera : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm. On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

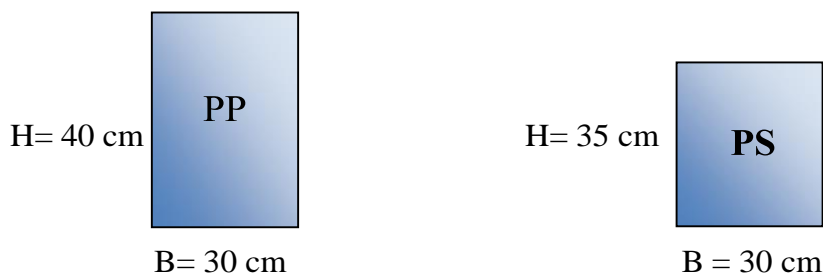


Figure II.2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

Poutre de chaînage :

- La Hauteur « h » :

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

$$L = 660 - 25 = 635 \text{ cm}$$

$$\frac{635}{15} \leq h \leq \frac{635}{10} \longrightarrow 42.33 \leq h \leq 63.5$$

On prend : **h = 45 cm.**

- La largeur « b » :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.**

Poutres palières :

Leurs dimensions sont données comme suit :

Hauteur h : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$

L : portée maximale entre nus d'appuis

$$L = 3700$$

$$\frac{3700}{15} \leq ht \leq \frac{3700}{10} \longrightarrow 247 \text{ cm} \leq ht \leq 370 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{ht = 350 \text{ cm}}$$

La largeur b : sera : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 350 \leq b \leq 0.7 \times 350 \longrightarrow 140 \text{ cm} \leq b \leq 245 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 30 cm.**

Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1) :

Tableau II.1 : Vérification aux exigences du RPA.

| | Poutre Principale | Poutre secondaire | Poutre de chaînage | Poutre palière | Vérification |
|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------|
| Hauteur | $40 \geq 30\text{cm}$ | $35 \geq 30\text{cm}$ | $45 \geq 30\text{cm}$ | $35 \geq 30\text{cm}$ | Vérifiée |
| Largeur | $30 \geq 20\text{cm}$ | $30 \geq 20\text{cm}$ | $30 \geq 20\text{cm}$ | $30 \geq 20\text{cm}$ | Vérifiée |
| Hauteur/largeur | $1.16 \leq 4$ | $1.16 \leq 4$ | $1.5 \leq 4$ | $1.2 \leq 4$ | Vérifiée |

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc :

- Poutres principales (**30 × 40**) cm².
- Poutres secondaires (**30 × 35**) cm².
- Poutres chaînage (**30 × 45**) cm².
- Poutres palières (**30 × 35**) cm².

3. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. **Le RPA99** version **2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h** et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$L \geq 4a$$

Avec :

{

L : portée min du voile

}

a : épaisseur du voile

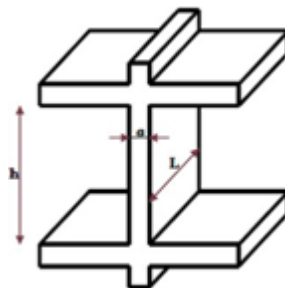


Figure II.3 : Coupe verticale du voile.

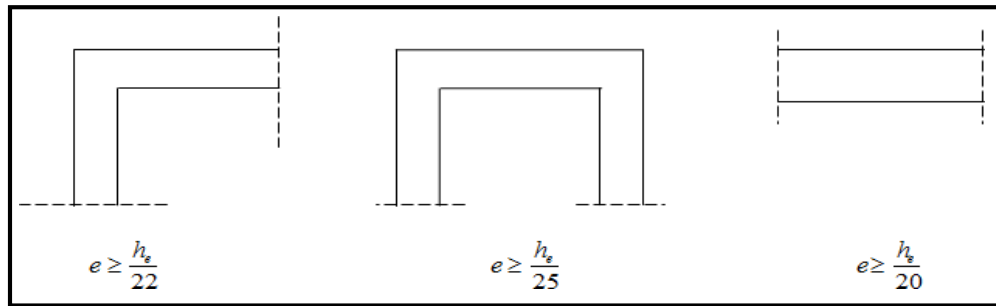


Figure II.4 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation.

3.1. L'épaisseur du voile :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur donnée par le RPA99/2003.

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20}\right)$$

- **he** : hauteur libres de voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- **e** : épaisseur de voile

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $e \geq \frac{he}{20}$

Avec : $h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 20cm

$$ht \geq \frac{L_{max}}{20} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

ht : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Donc :

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$ht \geq \frac{375}{20} = 19 \text{ cm. } A$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

On adoptera pour un plancher de type (16+4) composé de :

- Corps creux de **16 cm**.
- D'une dalle de compression de **4 cm**.

Tableau II.2 : Détermination de l'épaisseur du voile

| Niveau | Hauteur libre de l'étage (he) | Epaisseur du voile (ep) $e \geq \frac{he}{20}$ |
|---------------|-------------------------------|--|
| Entre- Sol 2 | He = 480-20 = 460cm | $e \geq 460/20 = 23 \text{ cm} = 23$ |
| Entre-Sol 1 | He = 221-20 = 201cm | $e \geq 201/20 = 10,05 \text{ cm} = 11$ |
| RDC | He = 450-20 = 430cm | $e \geq 430/20 = 21,5 \text{ cm} = 22$ |
| Etage courant | He = 306-20 = 286cm | $e \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm} = 15$ |

On adopte alors :

- Épaisseur du voile entre-sol 1 et 2 : **ep= 25 cm**.
 - Épaisseur du voile RDC : **ep = 25 cm**.
 - Épaisseur du voile étage courant : **ep = 20 cm**
- **Longueur minimale du voile** : (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1) La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4a$$

Avec :

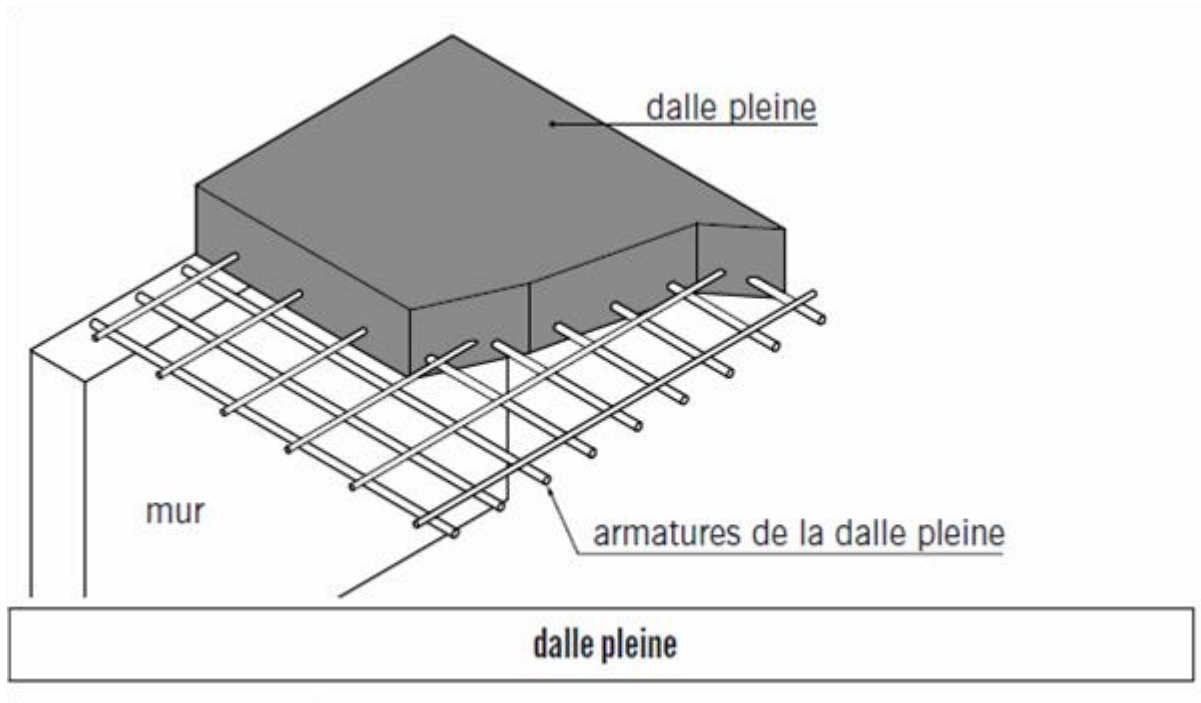
L_{min} : longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile.

Dans notre cas : **a = 20 cm**

$$L_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Plancher en dalle pleine :



La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de flexion :

- Dalles reposant sur 1 appui (Console) : $ep \geq \frac{Lx}{10}$
- Dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalles reposant sur 3 appuis (*Dalle pleine*) : $\frac{Lx}{40} \leq ep \leq \frac{Lx}{35}$
- Dalles reposant sur 4 appuis (*local machine*) : $\frac{Lx}{50} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$

Avec :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

L_x : Petit côté du panneau de dalle considéré.

L_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas :

Nous avons deux types de dalle pleine :

❖ **Dalles pleine sur deux appuis :** Épaisseur de la dalle des pleines sur deux appuis est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.40}{2.50}$$

$\alpha = 0.56 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ (le panneau travail dans les deux sens).

$$\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30} \rightarrow 4 \leq ep \leq 4.66$$

Soit : $ep = 10 \text{ cm}$

Résistance au feu :

- $ep = 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.
- $ep = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.
- $ep = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de résistance au feu.
- ep : épaisseur de la dalle pleine.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire : $ep \geq 11 \text{ cm}$

Condition de l'isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13,3 \log 10M \text{ si } M \leq 250 \text{ kg/m}^2 \dots (*)$$

M : Masse surfacique.

$$R = 15 \log M + 9 \text{ si } M > 250 \text{ kg/m}^2 \dots (**).$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 .

C'est-à-dire : $ep \geq 11 \text{ cm}$

Donc :

$$M = \rho \times ep \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

Avec : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ (poids volumique de béton armé)

$$M = 2500 \times ep \geq 350 \longrightarrow ep \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$\rightarrow ep \geq 14 \text{ cm.}$$

Remarque :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du Plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation Acoustique.

On opte pour une dalle pleine d'épaisseur : **ep = 15cm**

4. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal **N** qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{0,3fc28}$$

Avec : **Ns = G+Q**

Ns : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S : section des poteaux.

Selon le (RPA 99, A7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone **IIa**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20(\text{RPA99.Art 7.4.1}) \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

Remarque : on considère en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de **(25x25) cm²**.

5. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

5.1. Les charges permanentes G :

5.1.1. Acrotère :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{m}$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,02 \times \frac{0,10}{2}) + (0,08 \times 0,1)] = 0,07 \text{ m}^2. \quad \longrightarrow \quad S = 0,07 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } G = 25 \times 0,07 \times 1\text{ml} \quad \longrightarrow \quad G = 1,75 \text{ kN/ml}$$

Plancher terrasse inaccessible :

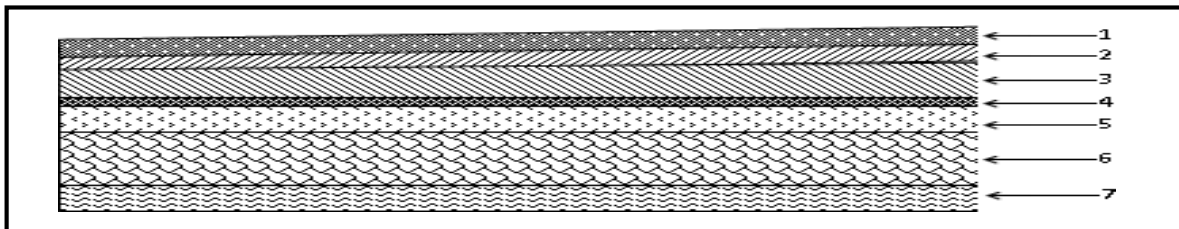


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse.

| Elements | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | La Charge G (KN/m ²) |
|----------------------------------|---------------|---|-------------------------------------|
| Gravillon de protection | 0.05 | 17 | 0.85 |
| Etanchéité multicouches | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Béton en forme de pente | 0.07 | 22 | 1.54 |
| Feuille de polyane | 0.01 | 1 | 0.01 |
| Isolation thermique en liège | 0.04 | 4 | 0.16 |
| Plancher à corps creux | 0.20 | 14 | 2.8 |
| Enduit sous plafond en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanente totale. | | | Gt = 5.68 |

5.1.3. Planchers étages courants :

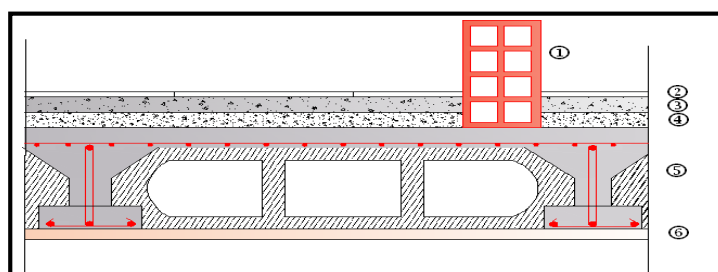


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | La Charge G (KN/m ²) |
|----------------------------------|------------------|---|-------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Couche de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Dalle en corps creux | 0.20 | 14 | 2.80 |
| Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Cloison | 0.10 | 9 | 0.9 |
| Charge Permanente totale. | | | Gt = 5.28 |

Dalle pleine :

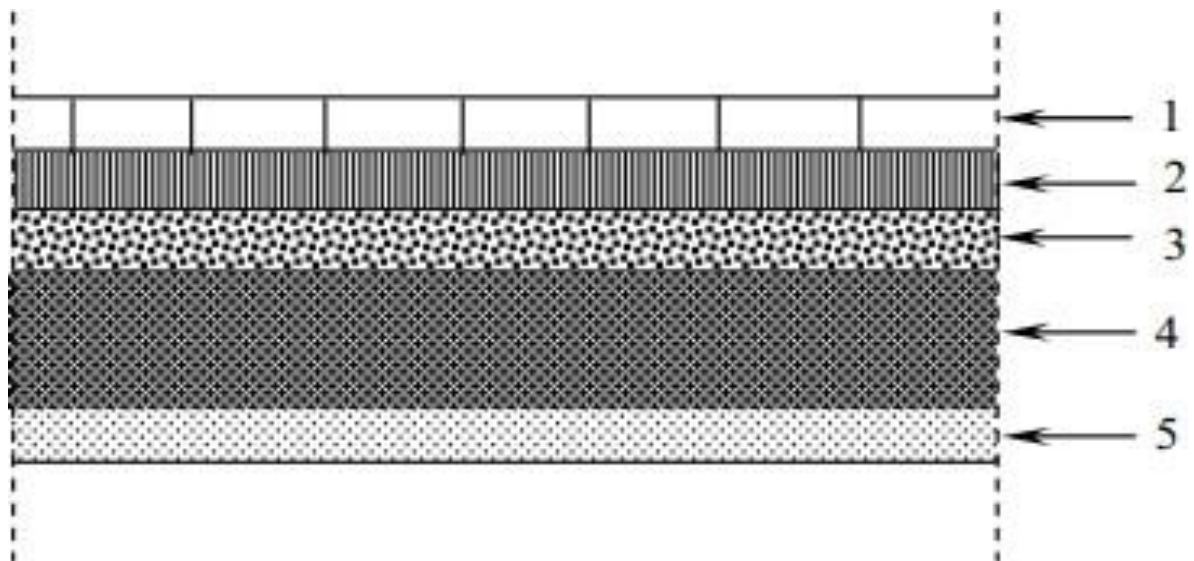


Figure II.7: Coupe transversale du plancher en dalle pleine.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.5 : Charges permanentes de la dalle pleine.

| N° | Eléments | e (m) | G (KN/m ²) |
|----|-----------------------------|-------|------------------------|
| 1 | Revêtements en carrelage | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 0.44 |
| 3 | Couche de sable | 0.02 | 0.36 |
| 4 | Enduit de mortier de ciment | 0.02 | 0.36 |
| 5 | Dalle pleine en béton armé | 15 | 3.75 |
| | | | G=5.35 |

5.1.4. Maçonnerie :

❖ **Mur extérieur :**

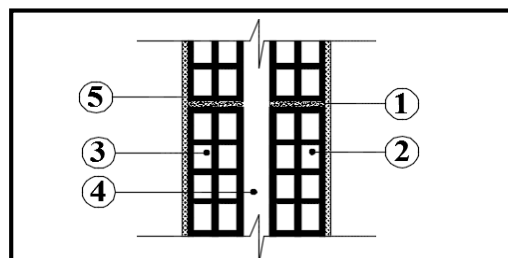


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | La Charge G (KN/m ²) |
|----------------------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Brique creuse (10 cm) | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Brique creuse (10 cm) | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Lame d'air | 0.05 | - | - |
| Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge Permanente totale. | | | Gt =2.36 |

❖ **Mur intérieur :**

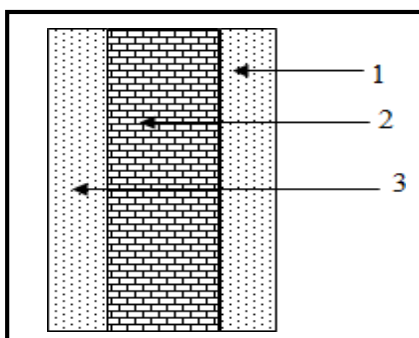


Figure II.9 : coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | La Charge G (KN/m ²) |
|----------------------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Briques creuses | 0.1 | 9 | 0.9 |
| Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge Permanente totale. | | | Gt =1.3 |

5.2. Les surcharge d'exploitation Q :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

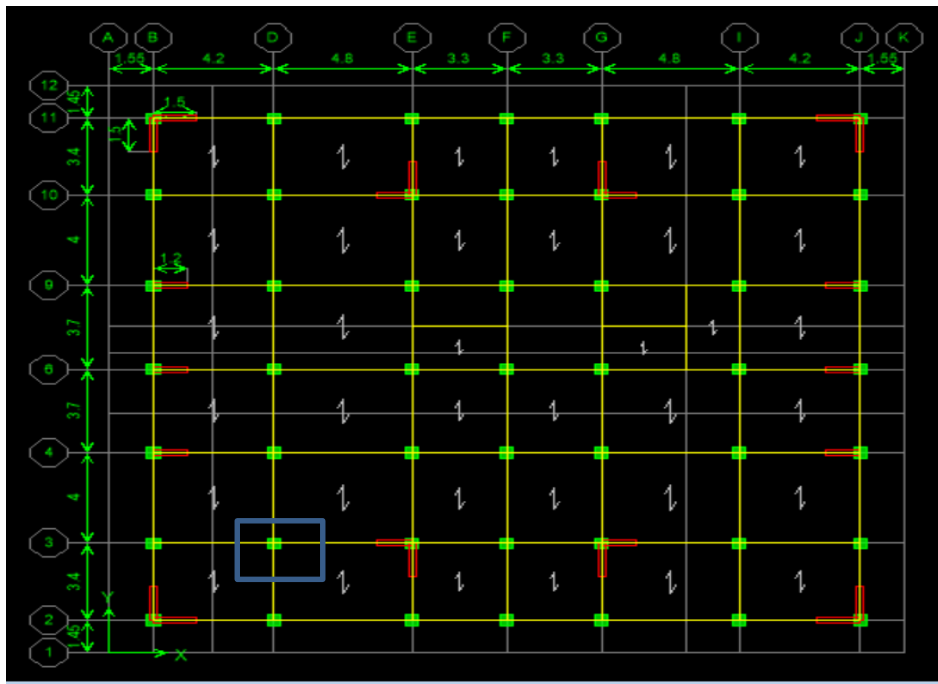
Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

| Eléments | Surcharge (Q) [KN/m ²] |
|---|------------------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1.0 |
| Plancher étage courant à usage d'habitation | 1.5 |
| Plancher étage de service | 2.5 |
| Plancher du RDC | 5 |
| Console | 3.5 |
| Acrotère | 1.0 |
| Escalier | 2.5 |

5.3. Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étage. Deux cas de figures de poteaux les plus sollicités sont prises en considération dans les calculs, à savoir : un poteau central et un poteau de rive. Dans les sections suivantes l'exemple du poteau le plus sollicité est présenté.

5.3.1. Calcul des surfaces afférentes :



Les poteaux plus sollicités sur le plan

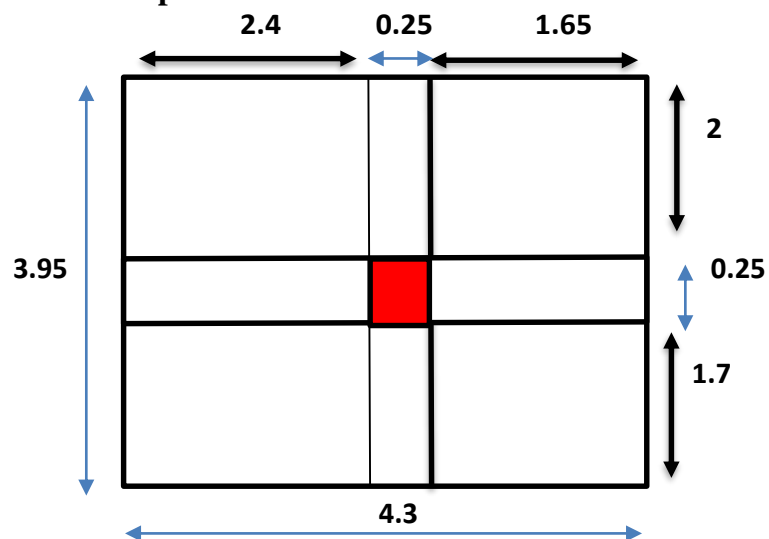


Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

➤ **Section nette :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (2,4 \times 1,7) + (1,65 \times 1,7) + (1,65 \times 2) + (2,4 \times 2) \Rightarrow S = 14,98\text{m}^2$$

➤ **Section brute :**

$$S = (4,3 \times 3,95) \Rightarrow S = 16,98\text{m}^2$$

6. Déterminer le poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25\text{KN/m}^2$

6.1. Poids propre des planchers :

Tableau II.9 : Charges permanentes des planchers.

| Plancher | Surface (m ²) | Charge (KN/m ²) | Charge permanent du plancher |
|-----------------------|---------------------------|-----------------------------|--|
| Terrasse inaccessible | 14.98 | 5.68 | P_{Terrasse} = GxS=85,08 |
| Étage courant | 14.98 | 5.28 | P_{E.Courant} = GxS=79,09 |

6.1.1. Poids propre des poutres :

Tableau II.10 : Charges permanentes des poutres.

| Plancher | Charge permanent des poutres G (KN/m) G = L _{PP} X Sx25 | Charge permanente totale des poutres p _{totale} =G _{PP} +G _{PS} |
|--------------------|--|---|
| Poutre principal | G _{PP} = [0.30x0.40]x25x3.7=10.63 | P_{totale} = 11.01+10.63 = 21.73 |
| Poutre secondaires | G _{PS} = [0.30x0.35]x25x4.05=9.84 | |

6.1.2. Poids propre des poteaux :

Tableau II.11 : Charges permanentes des poteaux

| Niveau | Charge permanent des Poteau G(KN) |
|----------------------|---|
| Poteau étage courant | $(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.06 = 4.78$ |
| Poteau RDC | $(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 4.50 = 7.03$ |
| Poteau entre sol 1 | $(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 2.21 = 3.45$ |
| Poteau entre sol 2 | $(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 4.08 = 6.37$ |

6.1.3. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 14.98 = 14.98 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant, 2 entre sol et rez -de- chaussée :

$$Q_{s/s} = Q_{RDC} = Q_1 = \dots = Q_9 = 1.50 \times 14.98 = 22.47 \text{ KN}.$$

6.1.4. Loi de dégression de charges :

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est dans notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour ; } n > 5$$

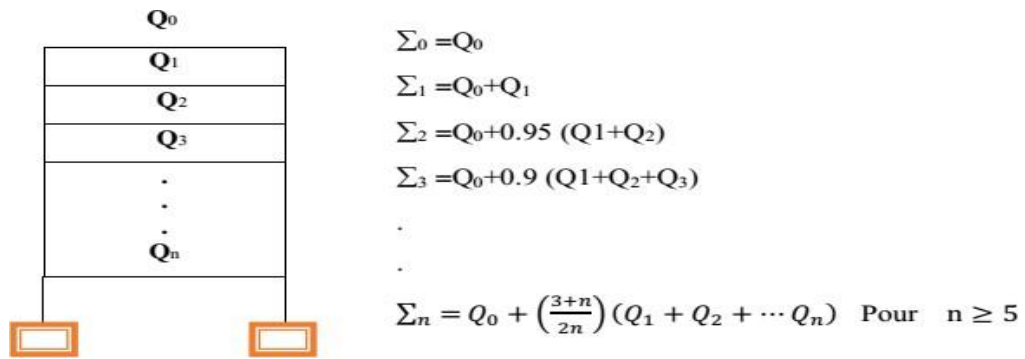
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments



► Coefficients de dégression de surcharges :

Tableau II.12 : Coefficients de dégression de surcharge.

| Niveau | Terrasse | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | e/sol 1 | e/sol 2 |
|-------------|----------|---|------|-----|------|-----|---|-----|---------|---------|
| Coefficient | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 1 | 1 | 1 | 1 |

► Les surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.13 : La dégression de la surcharge.

| Niveau | Opération | Résultat (KN) |
|----------|---|---------------|
| Terrasse | $Q_0 = 14.98$ | 14.98 |
| 6 | $Q_0 + Q_1 = 14.98 + 22.47$ | 37.45 |
| 5 | $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 14.98 + 0.95 (2 \times 14.98)$ | 43.44 |
| 4 | $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.98 + 0.90 (3 \times 14.98)$ | 55.42 |
| 3 | $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.98 + 0.85 (4 \times 14.98)$ | 65.91 |
| 2 | $Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.98 + 0,8(5 \times 14.98)$ | 74.9 |
| 1 | $Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.98 + 1 (6 \times 14.98)$ | 104.86 |
| RDC | $Q_0 + 1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.98 + (7 \times 14.98)$ | 119.84 |
| e/sol 1 | $Q_0 + 1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.98 + (8 \times 14.98)$ | 134.82 |
| e/sol 2 | $Q_0 + 1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14.98 + (9 \times 14.98)$ | 149.8 |

Tableau II.14 : Récapitulatif de la descente de charge.

| Niveau | Charges permanentes (KN) | | | | | Charge d'exploitation (KN) | | Efforts Normaux | Section du poteau (cm ²) | | |
|-----------------|--------------------------|-------------------|-------------------|----------|----------|----------------------------|----------|-----------------|--------------------------------------|---------------------|-----------------|
| | Poids des planchers | Poids des Poutres | Poids des Poteaux | G Totale | G Cumulé | Q Totale | Q cumulé | Ns=Gc+Qc (KN) | $\frac{Ns}{0.3 \times f_c 28}$ | $\frac{Ns}{\phi c}$ | Section Adoptée |
| Terrasse | 85.08 | 21.73 | 4.78 | 111.59 | 111.59 | 14.98 | 14.98 | 126.57 | 168.76 | 112.51 | / |
| 6 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 217.19 | 22.47 | 37.45 | 254.64 | 339.52 | 226.35 | 30×30 |
| 5 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 322.79 | 22.47 | 59.92 | 382.71 | 510.28 | 340.19 | 30×30 |
| 4 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 428.39 | 22.47 | 82.39 | 510.78 | 681.04 | 454.03 | 30×30 |
| 3 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 533.99 | 22.47 | 104.86 | 638.85 | 851.8 | 567.87 | 35×35 |
| 2 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 639.59 | 22.47 | 127.33 | 766.92 | 1022.56 | 681.71 | 35×35 |
| 1 | 79.09 | 21.73 | 4.78 | 105.6 | 745.19 | 22.47 | 149.8 | 894.99 | 1193.32 | 795.54 | 35×35 |
| RDC | 79.09 | 21.73 | 7.03 | 107.85 | 853.04 | 22.47 | 172.27 | 1025.31 | 1367.08 | 911.34 | 40×40 |
| S/SOL 1 | 79.09 | 21.73 | 3.45 | 104.27 | 957.31 | 22.47 | 194.74 | 1152.05 | 1536.06 | 1024.04 | 40×40 |
| S/SOL 2 | 79.09 | 21.73 | 6.37 | 107.19 | 1064.5 | 22.47 | 217.21 | 1281.71 | 1708.94 | 1139.3 | 40×40 |

7. Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois ,et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II** doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.15 : Vérification des conditions exigées par RPA.

| Condition exigées par RPA | Poteau | Valeur calculée | Vérifications |
|--|--|-------------------|--------------------|
| Min (b, h) ≥ 25cm Min (b, h) ≥ he/20 1/4 ≤ b/h ≤ 4 | 30×30 35× 35 | Min (b, h) = 30 | Condition vérifiée |
| | | he/20=286/20=14.3 | Condition vérifiée |
| | | b/h =1 | Condition vérifiée |
| | RDC 40×40 e/sol 1 e/sol 2 | Min (b, h) = 40 | Condition vérifiée |
| | | | he/20=430/20=21.5 |
| | | b/h =1 | Condition vérifiée |
| | | | he/20=201/20=10.05 |
| | | b/h =1 | Condition vérifiée |
| | | | he/20=460/20=23 |

Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 I_0$) avec $I_0 = h_e$: Longueur libre du poteau.

I = rayon de giration avec $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$.

I : moment d’inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$).

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

On remplace dans λ :

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{lf}{\sqrt{I}} = \frac{0,7L0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0,7 L0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

$$\lambda = \frac{2,42 \times L0}{h}$$

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

| Niveaux | L0 | (h × b) cm ² | λ | Verification |
|--|------|-------------------------|-----------|--------------------|
| RDC | 4.5 | 40×40 | 27.23 | Condition vérifiée |
| Etage de service et 2 ^{ème} et 3 ^{ème} | 3.06 | 35×35 | 21.16 | Condition vérifiée |
| 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage | 3.06 | 30×30 | 24.7 | Condition vérifiée |
| E/SOL 1 | 2.21 | 40×40 | 13.4 | Condition vérifiée |
| E/SOL 2 | 4.08 | 40×40 | 24.7 | Condition vérifiée |

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion :

Dans ce deuxième chapitre on a pré-dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

- **Les plancher :**

Hauteur de plancher à corps creux : 20 cm soit un plancher de (16+4) cm.

- **Les poutres :**

- Poutres principales : (30x40) cm².
- Poutres secondaires : (30x35) cm².

- **Les poteaux :**

- RDC et les 2 entre sol : (40x40) cm².
- 1^{er} au 3^{ème} étage : (35x35) cm².
- 4^{ème} et 6^{ème} étage : (30x30) cm².

- **Les voiles :**

- Voile entre sol 1 et 2 : e = 25 cm.
- Voile RDC : e = 25 cm.
- Voile étage courant : e = 20 cm.



Chapitre **III**

Calcul des éléments

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99) et le RPA.**

1. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

Le calcul se fera pour une bande de **1 metre** dans la section d'encastrement.

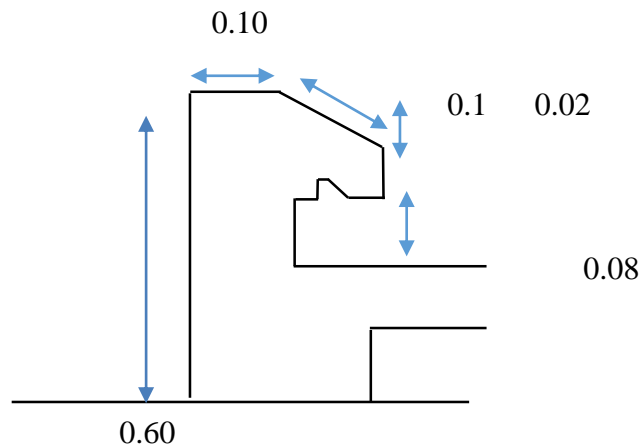


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

1.1. Calcul de l'acrotère :

➤ Effort normal due au poids propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :

ρ : masse volumique du béton. $=25\text{KN/m}^3$.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.02 \times \frac{0.10}{2}) + (0.08 \times 0.1)] \times 25 \times 1m = 1.75\text{kN/ml}$$

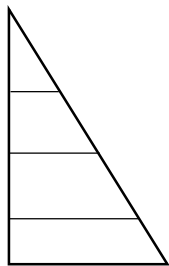
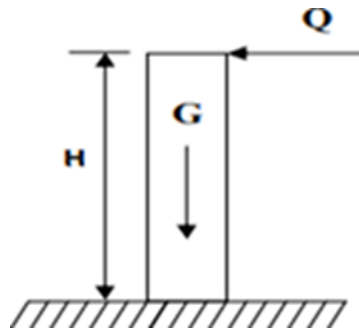
$$G = 1.75 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1.00\text{KN/m}$

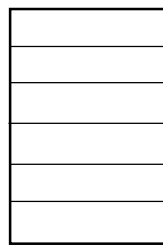
➤ **Calcul des sollicitations :**

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.75 \times 1 = 1.75\text{KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$.
- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$.

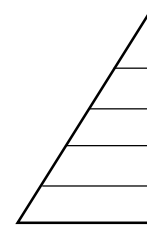
➤ **Schéma statique :**



$M=0.60\text{KN}$



$T=1\text{KN}$



$N=1.75\text{KN}$

Figure III.2 : Diagramme des efforts internes (M ; N ; T).

1.2. Combinaisons de charges :

- **A l'ELU** : la combinaison de charges est : $1,35 G + 1,50 Q$

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,75 = 2.4 \text{ KN}$.

-Moment de renversement dû à Q : $\left\{ \begin{array}{l} M_u = 1,50 Q.H = 1,50 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

-Effort tranchant T : $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$.

- **A l'ELS** : la combinaison de charges est : **G + Q**
- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,75 \text{ KN.}$
- Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m.}$
- Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur « $b=100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

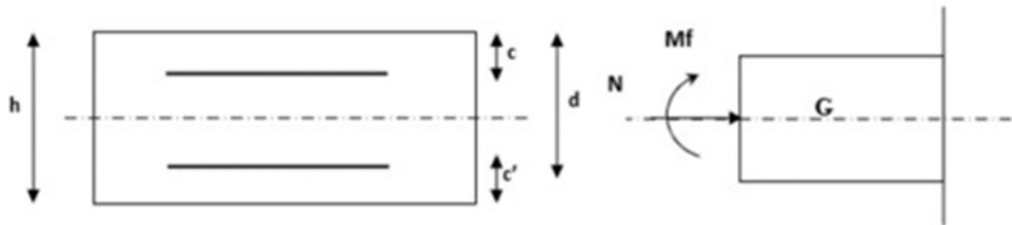


Figure III.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

h = 10 cm (épaisseur de l'acrotère).

b = 100 cm (longueur de la section).

c = 3 cm (enrobage) ; la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d = $h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$; La hauteur utile.

1.3.1. Calcul a Etat limite ultime :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.4} = 0.37\text{m} = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} = 0,02\text{m}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

Mu : moment du à la compression.

Nu : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif « M_f », puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g \quad \text{avec} : g = e_u + (h/2 - c) = 37 + [(10/2) - 3] = 39 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad g = 39 \text{ cm}$$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

Donc : $M_f = 2.4 \times 0.39 = 0.94 \text{ KN.m}$

• Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.94 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu_b = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $\rightarrow A_{sc} = 0$.

On prend $\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$ (valeur tirée du tableau des coefficients).

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPA.}$$

$$A_{stf} = \frac{0.94 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.388 \text{ cm}^2$$

c) Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.388 - \frac{2.4 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

1.3.2. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art4.2.1) :

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.75} = 0.342 \text{ m} = 34.2 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{34.2 - (0.455 \times 7)}{34.2 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.942 \text{ cm}^2.$$

● **Armature principales :**

$A_{\min} = 0.942 \text{ cm}^2 > A = 0.258 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0.942 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

● **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}8 \rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

B) Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme **préjudiciable**.

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = \min (2.5 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

P A

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$; (situation courante)

τ_u : contrainte de cisaillement

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$ avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPA}$$

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C) Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91) :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \sigma_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum ui} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.048} = 2.36 \text{ MPA.}$$

$\sum ui$: Sommes des périmètres utiles des barres. Avec : $\sum ui = n \times \pi \times 4 = 0.8 \times \pi \times 4$

Avec : n : nombre de barres.

$\tau_{se} = 2.36 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow$ Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

a) Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

b) Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

f) La longueur de scellement droit : (Art 6.1.23 BAEL) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.2 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 30 \text{ cm.}$$

1.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPA.}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{Et on : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.285 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$K = 1/K_1 = 1/44.7$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.6 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 46.6 \text{ MPA} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \sigma_s \times k = \frac{46.6}{44.17} = 46.6 \times 0.022 = 1.05 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

1.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, «Fp» doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « Q ».

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

Avec : A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2).

$$A = 0,15 \text{ (Art4.2.3. tableau 4-1/RPA99).}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

Dans notre cas $C_p = 0,8$ (Tableau 6-1 / RPA 99).

W_p : Poids propre de l'acrotère $=G = 1,75$ KN/ml.

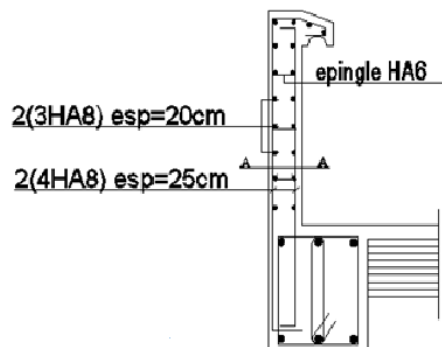
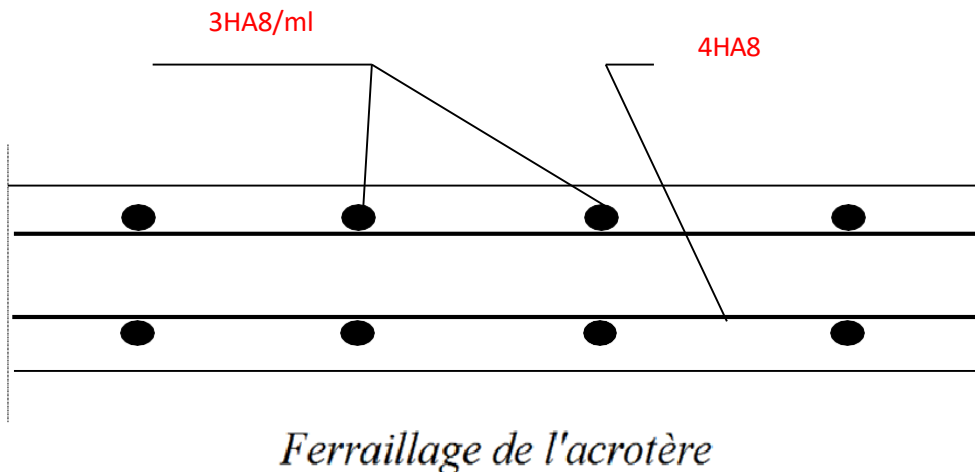
D'où: $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,75 = 0,84$ KN/ml < 1 KN/ml.

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Conclusion :

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm²** avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : **3HA8 = 1,51 cm²** avec un espacement de 20cm.



2. Calcul du plancher :

2.1. Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés).

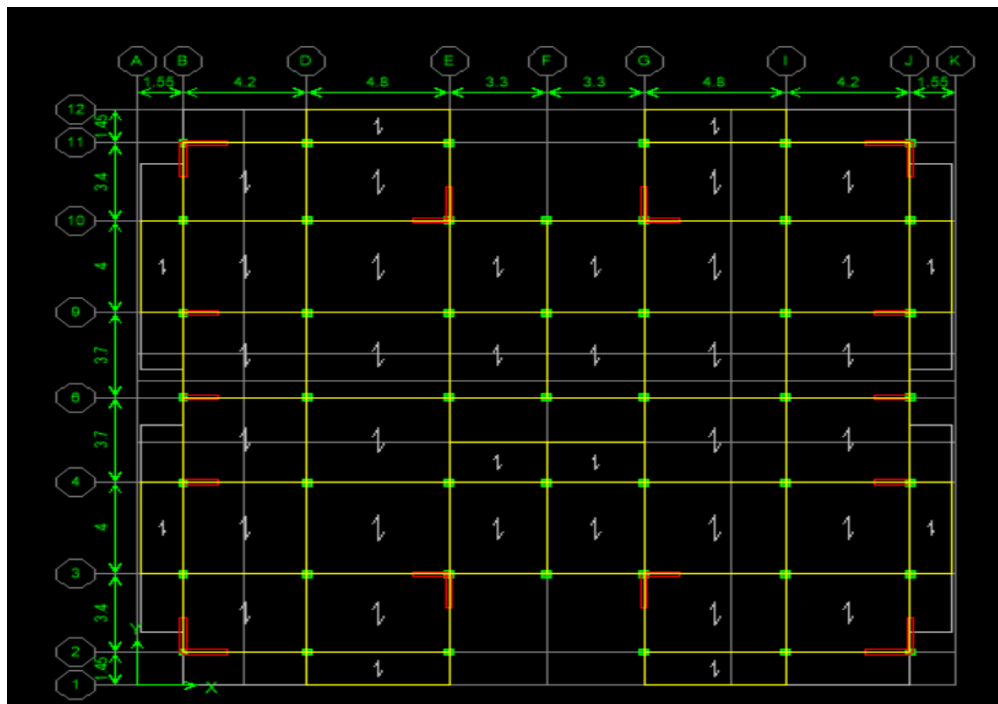
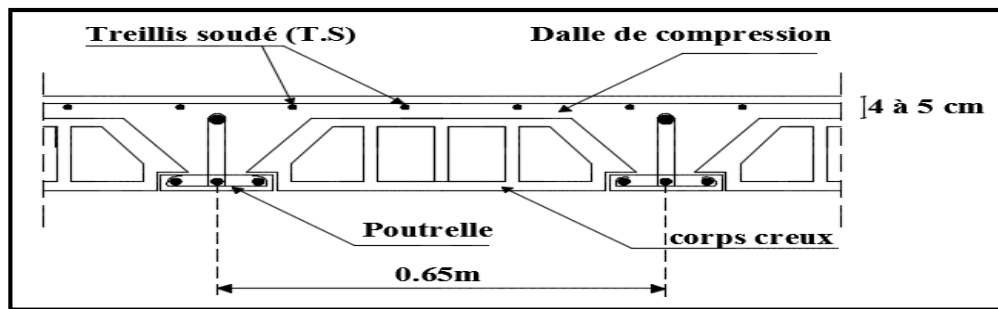


Figure III.4 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux la disposition des poutrelles.

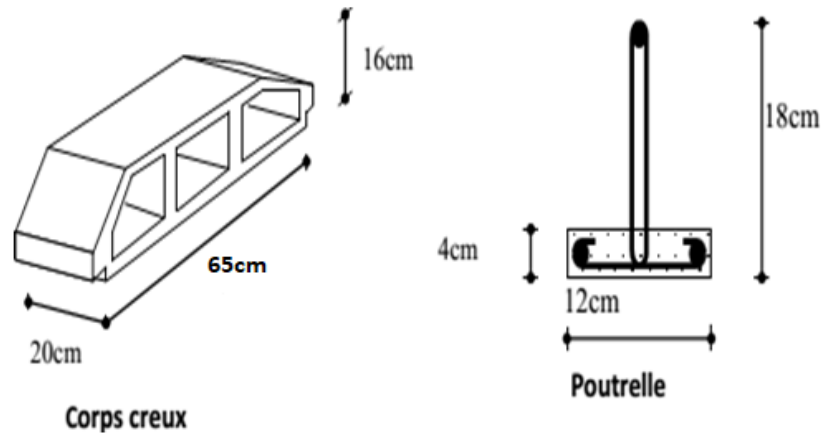
2.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91(art B.6.8.423)**.

Les démentions de mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

22 m pour les barres \perp aux poutrelles.



Calcul des armatures :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$; distance entre axe des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPA}$: limite d'élasticité.

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A // = \frac{A^+}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A // = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimension $(5 \times 5 \times 150 \times 150)$.

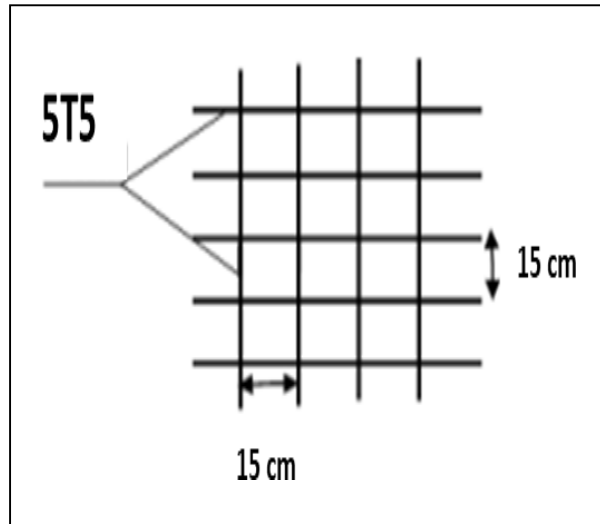


Figure III.5 : Treillis soudées de 15 x15 cm.

a) Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

2.4.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

2.4.2. Dimensionnement de La poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

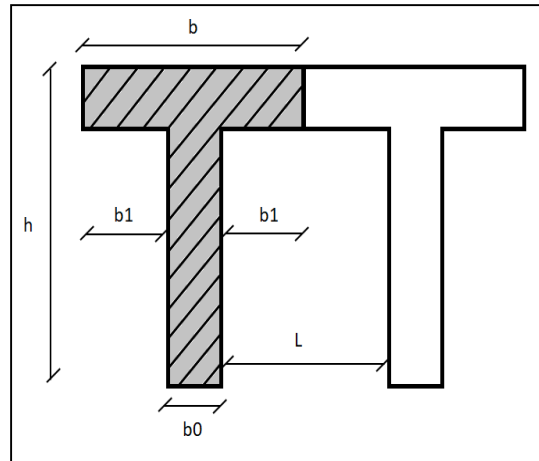


Figure III.6 : Section en T.

- **L1** : longueur libre entre nus d'appuis (400cm).
- **L** : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L= 65 -12 = 53$ cm)
- **b** : **Distance** entre axes des poutrelles.
- **b0**: Largeur de la poutrelle (12cm).
- **h** : hauteur total de plancher ($h= 16+4=20$ cm)
- **h0** : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).
- **b1** : la largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2}\right) = \min\left(\frac{400}{2}; \frac{53}{2}; \frac{2 \times 400}{3 \times 2}\right) = \min(40; 26.5; 133.33)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

2.4.3. Calcul de la poutrelle :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutrelle :

$$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 0.62 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

Poids de corps creux :

$$G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

Avec : $l = 65\text{cm}$: largeur de l'hourdi.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml} \\ \text{Surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage à l'état limite ultime ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

• **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

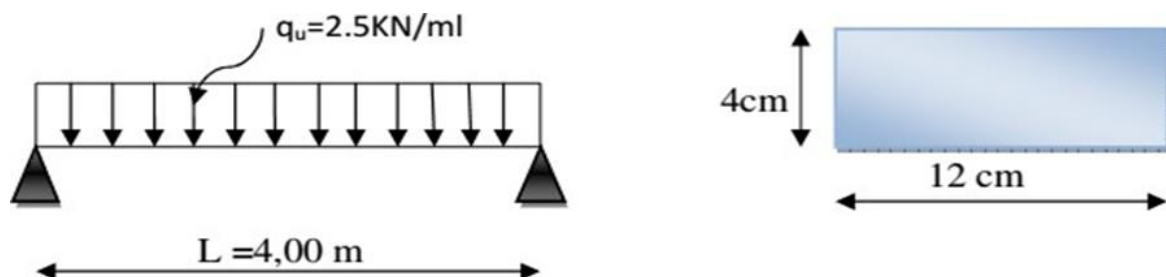


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle.

Conclusion :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas la peine de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droits.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

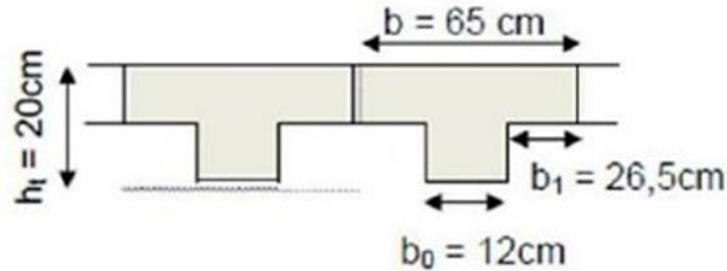


Figure III.8 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$.

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 0.65$.

Tableau III.1: Charges et surcharges revenants aux poutrelles.

| Niveau | G (KN/ml) | Q (KN/ml) | ELU | ELS |
|-----------------------|----------------------------|---------------------------|--------|-------|
| Terrasse inaccessible | $5.68 \times 0.65 = 3.692$ | $1 \times 0.65 = 0.650$ | 5.959 | 4.342 |
| Etage courant | $5.28 \times 0.65 = 3.432$ | $1.5 \times 0.65 = 0.975$ | 6.095 | 4.407 |
| Etage de service | $5.28 \times 0.65 = 3.432$ | $2.5 \times 0.65 = 1.625$ | 7.0707 | 5.057 |
| RDC | $5.28 \times 0.65 = 3.432$ | $5 \times 0.65 = 3.25$ | 9.5082 | 6.82 |

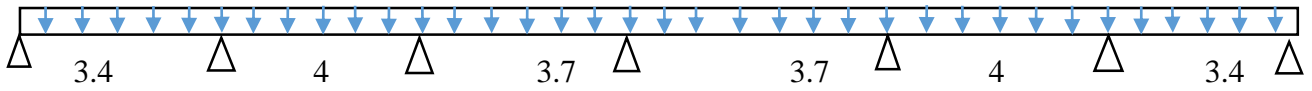
Remarque : on constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable, on effectuera le calcul pour le plancher le plus défavorable :

$q_u = 9.508 \text{ KN/ml.}$

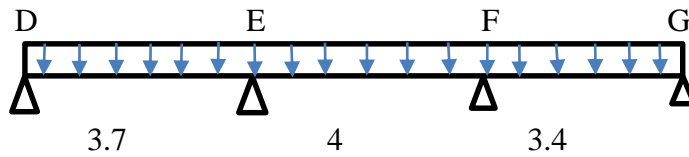
$q_s = 6.682 \text{ KN/ml.}$

Dans le cas de notre projet on a trois types de disposition des poutrelles :

-La première comporte une poutrelle sur 7 appuis et 6 travées.



- La deuxième comporte une poutrelle sur 4 appuis et 3 travées.



- La troisième comporte une poutrelle sur 2 appuis et 1 travée

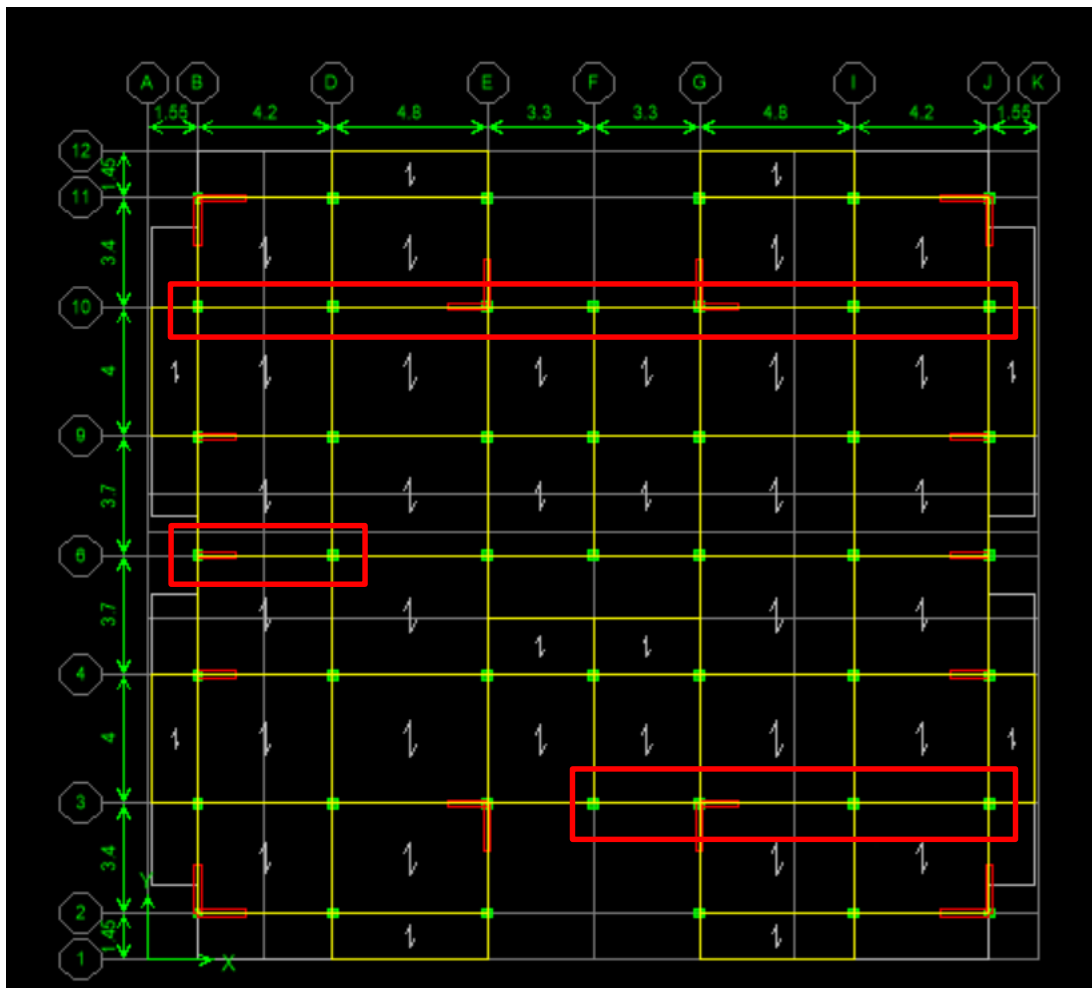
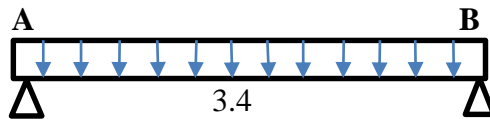
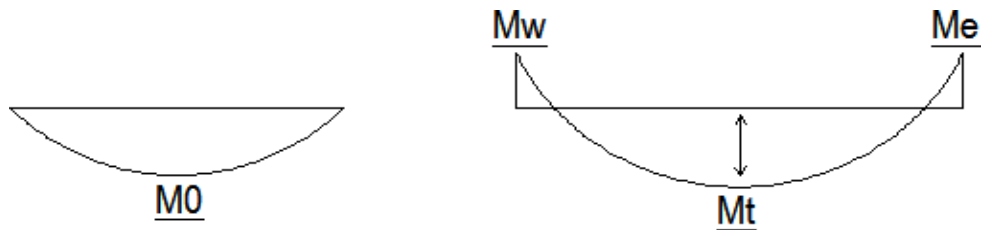


Figure III.9 : Schéma représentent trois types de poutrelles.

• **Choix de la méthode :**

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

➤ **Méthode forfaitaire :**



Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, Celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- a) La surcharge $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ [kN/m}^2\text{]})$.
- b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Etude du premier cas :** (poutrelle sur 7 appuis et 6 travées)

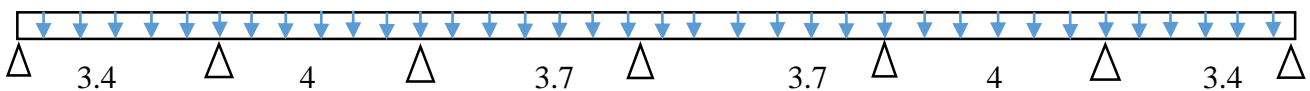


Figure III.10 : schéma statique de la poutrelle à 6 travées

- a) Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq \min \{2G ; 5\} \text{ KN/m}^2$$

avec :

$$Q_{RDC} = 5 \times 0.65 = 3.25$$

$$2G = 2 \times 5.28 \times 0.65 = 6.864$$

D'où : $3.25 \leq \min(6.864 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ → **condition vérifiée.**

b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différents travées → **condition vérifiée.**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

Application numérique : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \geq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.4}{4} = 0.85 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{3.70} = 1.08 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.70}{4} = 0.925 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{4}{3.4} = 1.17 \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ Exposé de la méthode :

Le rapport (α) le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation (valeurs non pondérée) est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M₀ : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée "l" que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ainsi que le moment max en travée considérée en tenant compte de la continuité.

Les valeurs de M_w, M_e, M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha M_0)] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 ; \text{ pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 ; \text{ pour une travée de rive.}$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

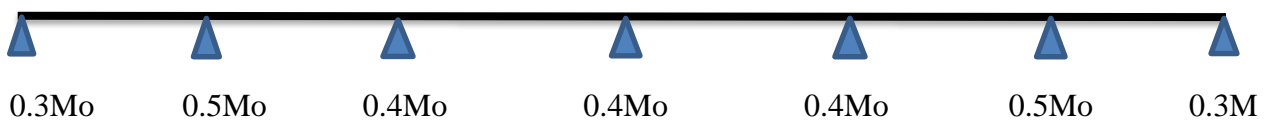


Figure III.11 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 1

➤ **Application de la méthode :**

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \rightarrow \alpha = \frac{5}{5+5.28} = 0.49$$

Tableau III.2 : Tableau des coefficients.

| | | Travée intermédiaire | Travée de rive |
|-------------|-----------------|---------------------------|-----------------------------|
| α | $1 + 0.3\alpha$ | $\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$ | $\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$ |
| 0.49 | 1.147 | 0.573 | 0.673 |

A l'ELU : $G = 5.28 \text{ KN/ml}$; $Q = 5 \text{ KN/ml}$; $q_u = 9.508 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.4^2}{8} = \mathbf{13.74 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 4^2}{8} = \mathbf{19.01 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.70^2}{8} = \mathbf{16.27 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.70^2}{8} = \mathbf{16.27 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 4^2}{8} = \mathbf{19.01 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.4^2}{8} = \mathbf{13.74 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{01} = M_{06} ; M_{02} = M_{05} ; M_{03} = M_{04}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 13.74 = \mathbf{4.12 \text{ KN.m.}}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 19.01 = \mathbf{9.50 \text{ KN.m.}}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.4 \times 19.01 = \mathbf{7.60 \text{ KN.m.}}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0.4 \times 16.27 = \mathbf{6.50 \text{ KN.m.}}$$

$$M_E = 0.4 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0.4 \times 19.01 = \mathbf{7.60 \text{ KN. m.}}$$

$$M_F = 0.5 \max (M_{05} ; M_{06}) = 0.5 \times 19.01 = \mathbf{9.50 \text{ KN. m.}}$$

$$M_G = 0.3 \times M_{06} = 0.3 \times 13.74 = \mathbf{4.12 \text{ KN. m.}}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max [1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 1.147 \times 13.74 - \frac{4.12+9.50}{2}$$

$$\mathbf{M_{tAB} \geq 8.95 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.673 \times 13.74$$

$$\mathbf{M_{tAB} \geq 9.24 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : **M_{tAB} = 9.24 KN.m.**

Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max [1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}] - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 1.147 \times 19.01 - \frac{9.50 + 7.60}{2}$$

$$\mathbf{M_{tBC} \geq 13.25 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.573 \times 19.01$$

$$\mathbf{M_{tBC} \geq 10.89 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : **M_{tBC} = 13.25 KN.m.**

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max [1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}] - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 1.147 \times 16.27 - \frac{7.60 + 6.50}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \mathbf{11.61 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.573 \times 16.27$$

$$M_{tCD} \geq \mathbf{9.32 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : **M_{tCD} = 11.61 KN.m.**

Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max [1.05M_{04}; (1 + 0.3\alpha)M_{04}] - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 1.147 \times 16.27 - \frac{6.50 + 7.60}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \mathbf{11.61 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.573 \times 16.27$$

$$M_{tDE} \geq \mathbf{9.32 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : **M_{tDE} = 11.61 KN.m.**

Travée EF :

$$M_{tEF} \geq \max [1.05M_{05}; (1 + 0.3\alpha)M_{05}] - \frac{ME + MF}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 1.147 \times 19.01 - \frac{7.60 + 9.50}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \mathbf{13.25 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.573 \times 19.01$$

$$M_{tEF} \geq 10.89 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $M_{tEF} = 13.25 \text{ KN.m.}$

Travée FG :

$$M_{tFG} \geq \max [1.05M_{06}; (1 + 0.3\alpha)M_{06}] - \frac{MF+MG}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 1.147 \times 13.74 - \frac{9.50+4.12}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 8.94 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{06} \rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.673 \times 13.74$$

$$M_{tFG} \geq 9.24 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $M_{tFG} = 9.24 \text{ KN.m.}$

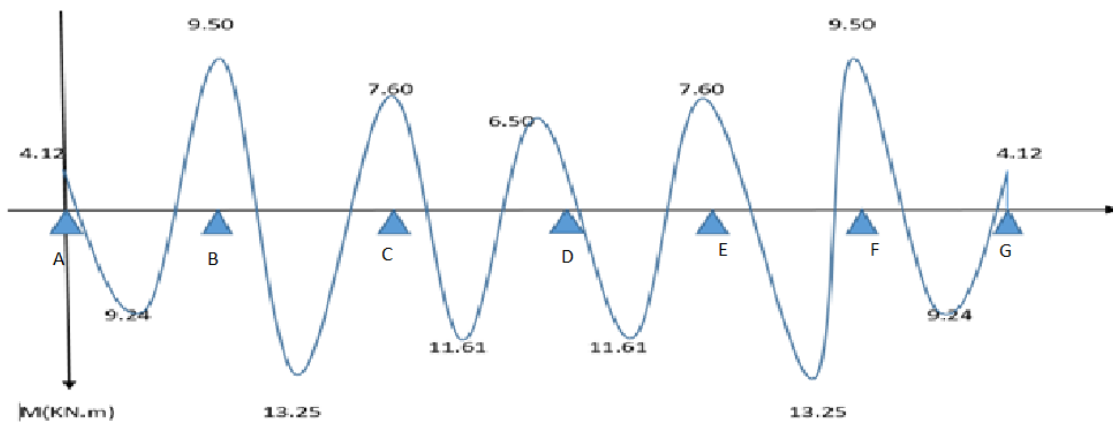


Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

• Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec : $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

l : longueur de la travée considérée.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique.

On aura :

$$T_W = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; T_e = \frac{-qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée AB :

$$T_A = \frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-9.50 + 4.12}{3.4} = 14.58 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-9.50 + 4.12}{3.4} = -17.74 \text{ KN.}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-7.60 + 9.50}{4} = 19.50 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-7.60 + 9.50}{4} = -18.54 \text{ KN.}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-6.50 + 7.60}{3.70} = 17.87 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-6.50 + 7.60}{3.70} = -17.29 \text{ KN.}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-7.60 + 6.50}{3.70} = 17.59 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-7.60 + 6.50}{3.70} = -17.87 \text{ KN.}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-9.50 + 7.60}{4} = 18.54 \text{ KN.}$$

$$T_F = -\frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-9.50 + 7.60}{3.4} = -19.49 \text{ KN.}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-4.12 + 9.50}{3.4} = 17.74 \text{ KN.}$$

$$T_G = - \frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-4.12 + 9.50}{3.4} = - 14.58 \text{ KN.}$$

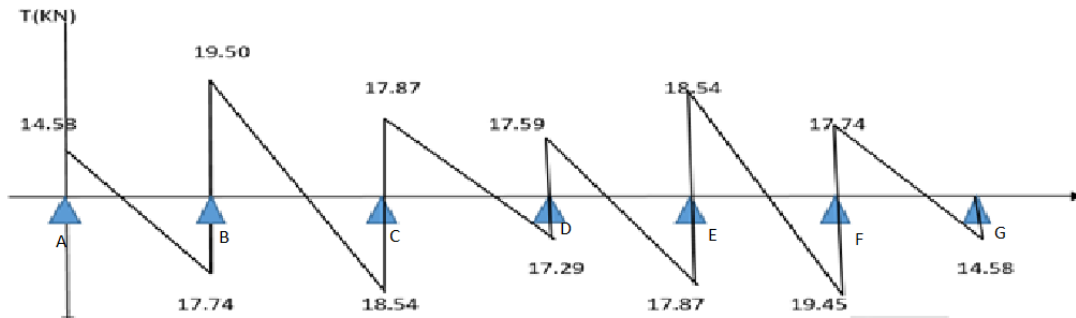


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

➤ **Etude du deuxième cas :** (poutrelle sur 4 appuis et 3 travées)

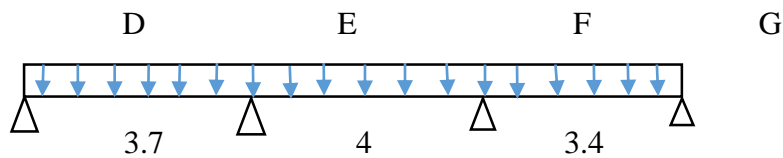


Figure III.14 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.

a) Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq \min \{2G ; 5\} \text{ KN/m}^2 \quad \text{avec :}$$

$$Q_{RDC} = 5 \times 0.65 = 3.25$$

$$2G = 2 \times 5.28 \times 0.65 = 6.864$$

D'où : $3.25 \leq \min (6.864 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différents travées \rightarrow **condition vérifiée.**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

Application numérique : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.70}{4} = 0.925 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{3.4} = 1.17 \leq 1.25 \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

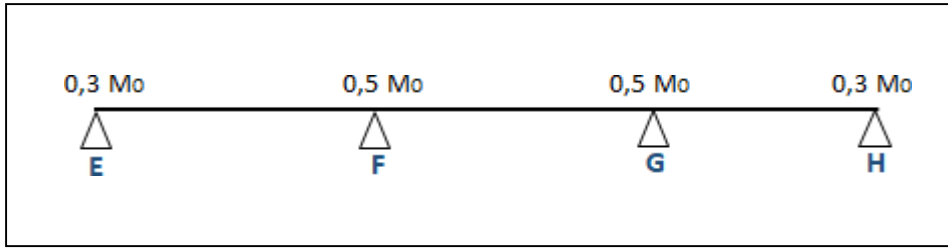


Figure III.15 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 2

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.70^2}{8} = 16.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 4^2}{8} = 19.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.40^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_D = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 16.27 = \mathbf{4.88 \text{ KN. m.}}$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 19.01 = \mathbf{9.50 \text{ KN. m.}}$$

$$M_F = 0.5 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.5 \times 19.01 = \mathbf{9.50 \text{ KN. m.}}$$

$$M_G = 0.3 \times M_{03} = 0.3 \times 13.74 = \mathbf{4.12 \text{ KN. m.}}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max [1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 1.147 \times 16.27 - \frac{4.88 + 9.50}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \mathbf{11.47 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.673 \times 16.27$$

$$M_{tDE} \geq \mathbf{10.94 \text{ KN.m.}} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $M_{tDE} = \mathbf{11.47 \text{ KN.m.}}$

Travée EF :

$$M_{tEF} \geq \max [1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 1.147 \times 19.01 - \frac{9.50 + 9.50}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 12.30 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.573 \times 19.01$$

$$M_{tEF} \geq 10.89 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $M_{tEF} = 12.30 \text{ KN.m.}$

Travée FG :

$$M_{tFG} \geq \max [1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}] - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 1.147 \times 13.74 - \frac{9.50 + 4.12}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 8.94 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.673 \times 13.74$$

$$M_{tFG} \geq 9.24 \text{ KN.m.} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $M_{tFG} = 9.24 \text{ KN.m.}$

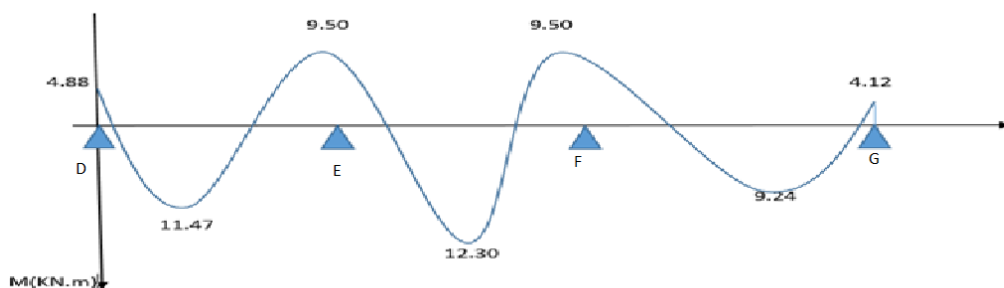


Figure III.16: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 2

• Calcul des efforts tranchant :

Travée DE :

$$T_D = \frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-9.50 + 4.88}{3.70} = 16.34 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{9.508 \times 3.70}{2} + \frac{-9.50 + 4.88}{3.70} = -18.82 \text{ KN.}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-9.50 + 9.50}{4} = 19.01 \text{ KN.}$$

$$T_F = -\frac{9.508 \times 4}{2} + \frac{-9. + 9.50}{4} = -19.01 \text{ KN.}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-4.12 + 9.50}{3.4} = 17.74 \text{ KN.}$$

$$T_G = -\frac{9.508 \times 3.4}{2} + \frac{-4.12 + 9.50}{3.4} = -14.58 \text{ KN.}$$

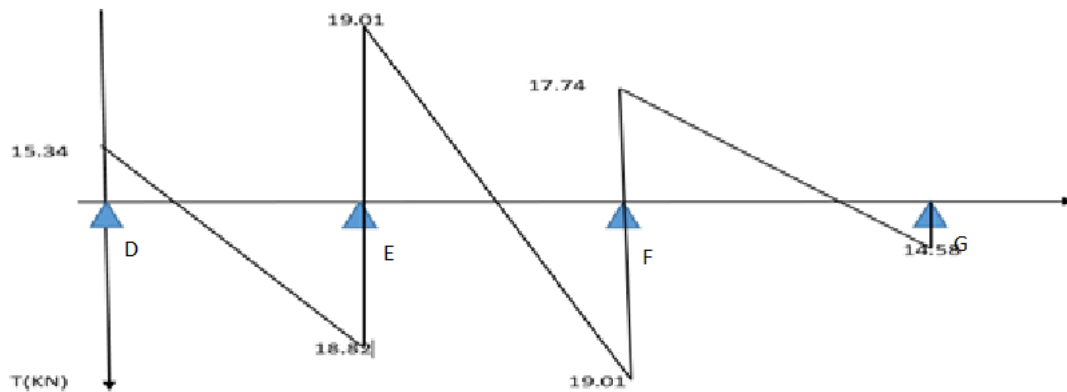


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle cas 2

► Etude de troisième cas :

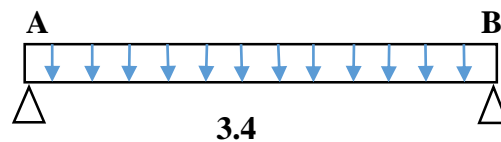


Figure III.18 : schéma statique de la poutrelle à 1 travée

Le calcul se fera avec la méthode RDM :

Travée AB :

• **Moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.40^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m.}$$

• **Moments aux appuis :**

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

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

$$M_A = M_B = 0.15 \times 13.74 = 2.06 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en travée :**

$$M_{\text{tab}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.4^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m}$$

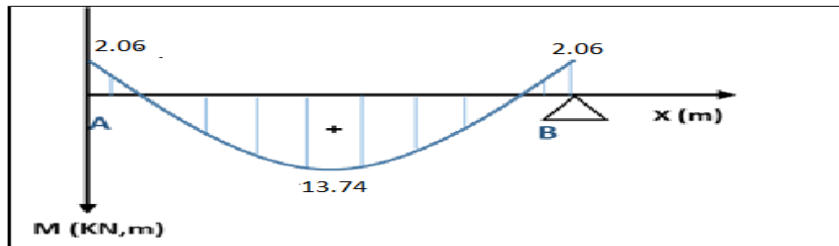


Figure III.19 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 3

• **Effort tranchant :**

$$V_A = \frac{q \times l}{2} = \frac{9.508 \times 3.4}{2} = 16.16 \text{ KN.}$$

$$V_B = -\frac{q \times l}{2} = -\frac{9.508 \times 3.4}{2} = -16.16 \text{ KN.}$$

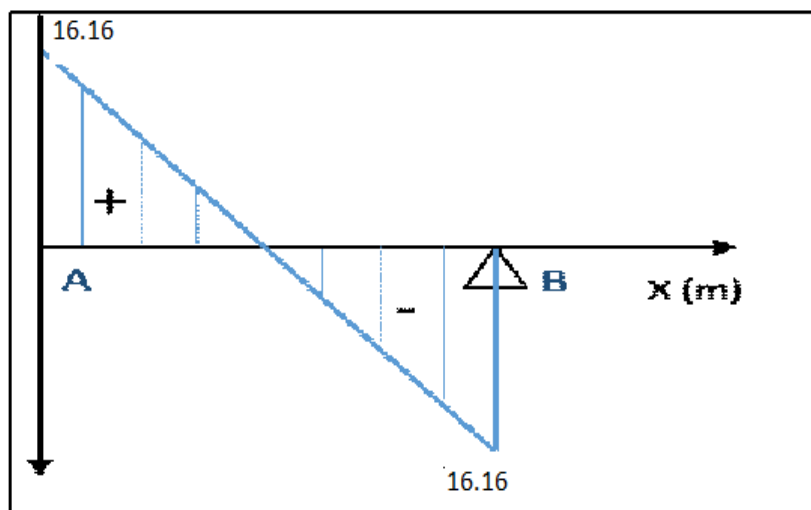


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 3.

Tableau III.3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

| | Travée | M _w (KN.m) | M _e (KN.m) | M _t (KN.m) | T _i (KN) | T _{i+1} (KN) |
|---------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| Cas N°1 | A-B | 4.12 | 9.50 | 9.24 | 14.58 | - 17.74 |
| | B-C | 9.50 | 7.60 | 13.25 | 19.50 | - 18.54 |
| | C-D | 7.60 | 6.50 | 11.61 | 17.87 | - 17.29 |
| | D-E | 6.50 | 7.60 | 11.61 | 17.59 | - 17.87 |
| | E-F | 7.60 | 9.50 | 13.25 | 18.54 | - 19.49 |
| | F-G | 9.50 | 4.12 | 9.24 | 17.74 | - 14.58 |
| Cas N°2 | D-E | 4.88 | 9.50 | 11.47 | 16.34 | - 18.82 |
| | E-F | 9.50 | 9.50 | 12.30 | 19.01 | - 19.01 |
| | F-G | 9.50 | 4.12 | 9.24 | 17.74 | - 14.58 |
| Cas N°3 | A-B | 2.06 | 2.06 | 13.74 | 16.16 | -16.16 |

Les calculs qui suivent se feront avec les efforts Max entre les trois types de poutrelles à l'ELU :

$M_t \max = 13.74 \text{ KN.m}$; $M_a \max = 9.50 \text{ KN.m}$; $T_u = 19.50 \text{ KN}$

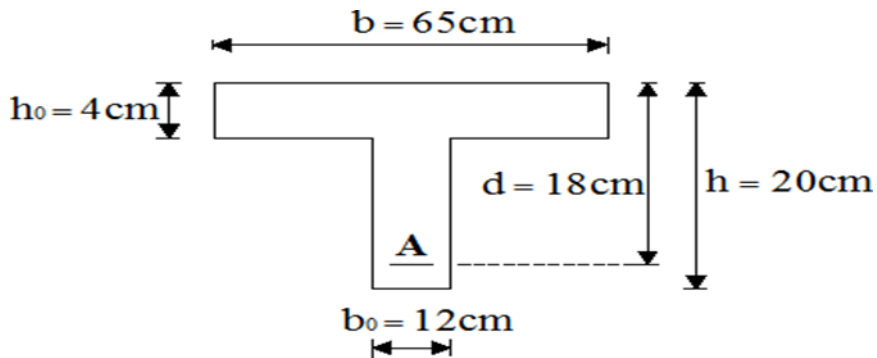
Ferrailage a l'ELU :

Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$M_t \max = 13.74 \text{ KN.m.}$

$M_a \max = 9.50 \text{ KN.m.}$



La poutrelle sera calculée comme une section en T_ϵ dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}.$$

En travée :

$$M_{t \max} = 13.74 \text{ KN.m.}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} ; \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPA.}$$

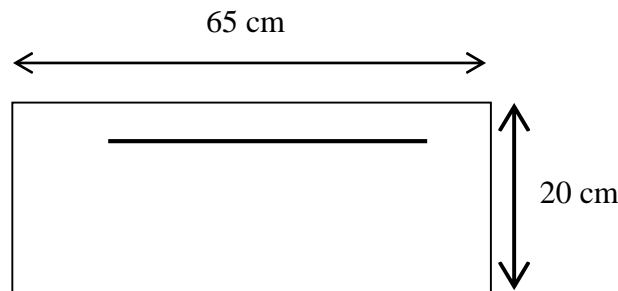
$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m.}$$

$M_{t \max} = 13,74 \text{ KN.m} < M_0 \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20).

La section en T_ϵ se calcul exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h .



$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.74 \times 10^3}{65 \times 18^3 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu = 0.045 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.045 \rightarrow \beta = 0.977$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.74 \times 10^3}{0.977 \times 18 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Choix de la section d'armatures :

$$A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$\mathbf{Ma_{max} = 9.50 \text{ KN.m.}}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h=20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.50 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$\mu = 0.17 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.17 \rightarrow \beta = 0.906$$

Choix de la section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.5 \times 10^3}{0.906 \times 18 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2.}$$

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par :

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1 \right) = \min (0.57; 1.2; 1.2) = 0.57 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\varnothing 8$ avec : $\mathbf{A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$.

L'espacement des armatures transversales est égal à :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

Conclusion :

En travée : $\mathbf{A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$.

Aux appuis : $\mathbf{A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$.

Les armatures transversales : $\mathbf{A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$.

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{(A_t \times f_e)}{(b_0 \times S_t)} \geq 0.4 \text{ MPA.}$$

$$\frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 > 0.4 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des barres :

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6(\Psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } L_S = 45 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à :

$$L_C = 0.4 L_S$$

$$L_C = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

➤ Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité du béton de la section minimale :

Calcul de la section minimale :

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adt}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adt}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b_0 \times d} = \frac{19.05 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.902 \text{ Mpa}$$

Avec : T_{umax} : effort tranchant maximale = 19.50 KN

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.902 \text{ MPA} \leq \tau_U = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow$ La condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$V_u = 19.50 \leq 0.4 \frac{2.5}{1.5} \times 0.9 \times 0.8 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$V_u = 19.50 < 129.6 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Influence sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left\{ V_{u \max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right\}$$

$$A_a = 2.26 \times \frac{1.15}{400} \times \left(19.50 + \frac{9.50}{0.9 \times 180} \right) = 0.056 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification la contrainte d'adhérence et de l'entraînement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

$$s_e = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{19.50 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.27 \text{ Mpa}$$

Avec :

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPA} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow$ Condition vérifiée \rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPA.}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{se}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ Mpa}$$

Pour acier HA : $f_e = 400 \text{ MPA.}$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \varnothing = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{ nous prendrons } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à : $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ nous adopterons des crochets à } 45^\circ \text{ Avec une longueur } L_s = 20 \text{ cm}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage

Tableau III.4: Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

| | Travée | Mw (KN.m) | Me (KN.m) | Mt (KN.m) | Ti (KN) | Ti+1 (KN) |
|----------------|------------|-------------|-------------|-------------|--------------|----------------|
| Cas N°1 | A-B | 2.90 | 6.66 | 6.48 | 10.23 | - 12.45 |
| | B-C | 6.66 | 5.33 | 9.30 | 13.68 | - 13.01 |
| | C-D | 5.33 | 4.56 | 8.15 | 12.54 | - 12.13 |
| | D-E | 4.56 | 5.33 | 8.15 | 12.34 | - 12.54 |
| | E-F | 5.33 | 6.66 | 9.30 | 13.01 | - 13.68 |
| | F-G | 6.66 | 2.90 | 6.48 | 12.45 | - 10.23 |
| Cas N°2 | D-E | 3.42 | 6.66 | 8.05 | 11.47 | - 13.21 |
| | E-F | 6.66 | 6.66 | 8.63 | 13.34 | - 13.34 |
| | F-G | 6.66 | 2.90 | 6.48 | 12.45 | - 10.23 |
| Cas N°3 | A-B | 1.44 | 1.44 | 9.64 | 11.34 | -11.34 |

➤ **Calcul à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$q_u = 9.508 \text{ KN/ml.}$

$q_s = 6.682 \text{ KN/ml.}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.682}{9.508} = 0.702$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

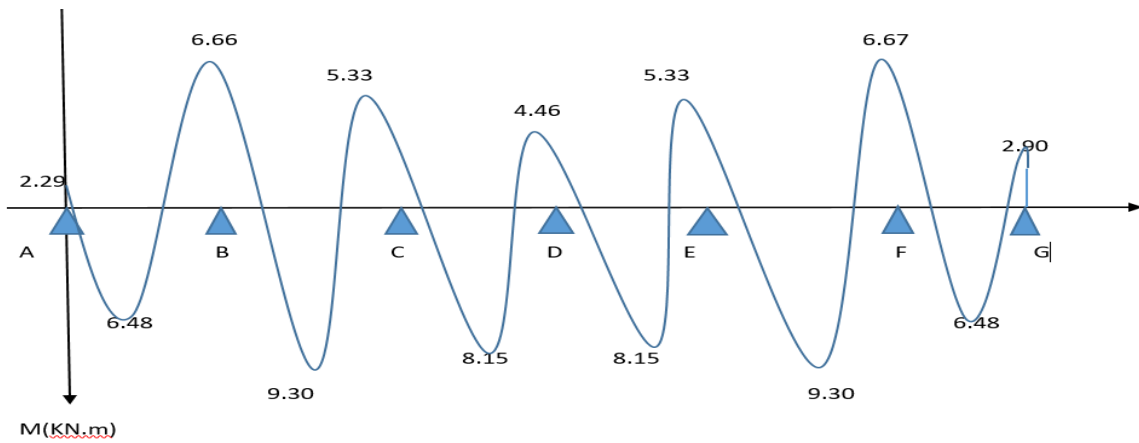


Figure III.21: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 1

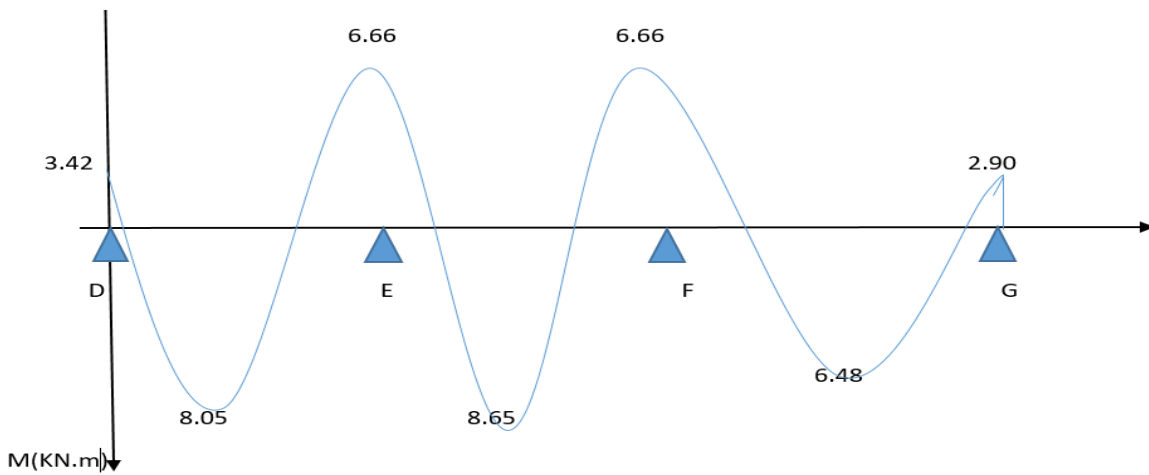


Figure III.22: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 2

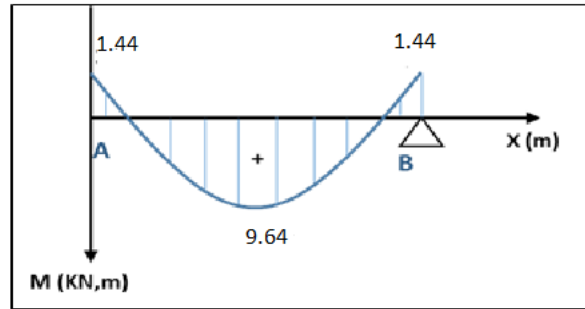


Figure III.23: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 3

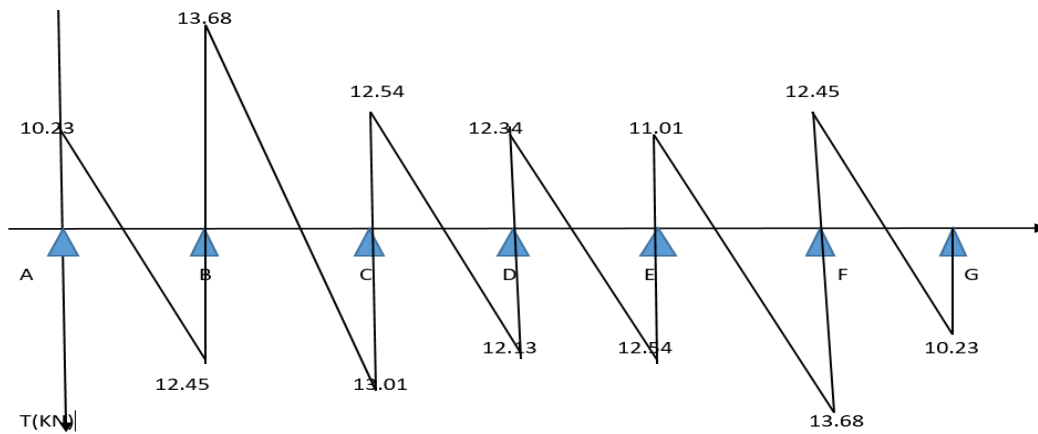


Figure III.24: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 1

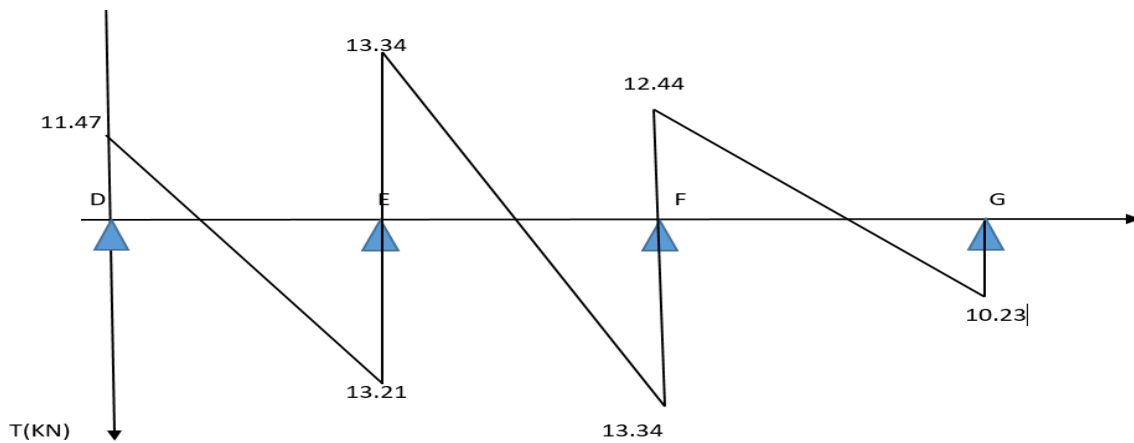


Figure III.25: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 2

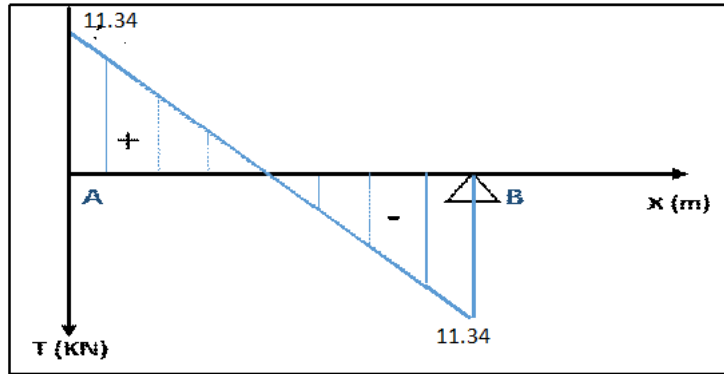


Figure III.26: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 3

Moments fléchissant :

En travées : $M_t \max = 6.64 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_a \max = 6.66 \text{ KN.m.}$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Etat limite de la compression du béton :

La section d'armatures adoptée à L'ELU en travée est : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

$\sigma_{bc} = \sigma_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA.}$

$\sigma_{bc} = K \sigma_s$ avec : $\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$

En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tsmax}}{(A_a \times \beta_1 \times d)}$$

Avec : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$; $M_{ts} = 6.64 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm.}$

β_1 est en fonction de ;

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

A partir des tableaux à l'ELS :

$$K_1 = 15.67$$

$$\beta_1 = 0.837$$

$$\sigma_s \frac{Mt}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6.64 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 130 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130}{15.67} = 8.29 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{smax}}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

avec : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 6.66 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

β_1 est en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

A partir des tableaux à l'ELS :

$$K_1 = 77.6$$

$$\beta_1 = 0.946$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6.66 \times 10^3}{0.946 \times 18 \times 2.26} = 173.06 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173.06}{77.6} = 2.23 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture de fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

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

Avec :

h : hauteur total (20 cm).

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 6.682 \times \frac{4^2}{8} = 13.36 \text{ KN.m}$$

L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b₀ : largeur de la nervure.

M₀ : moment fléchissant maximale de la travée isostatique.

M_t : moment fléchissant maximale en travée.

A : section d'armatures.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{6.64}{15 \times 13.36} = 0.033 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable.

• Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times I_f \times E_v} < f = \frac{1}{-500}$$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible.

E_v : module de déformation différée. **E_{v28} = 10819 MPa.**

I_f : inertie fictive pour les charges de longue durée. **I_f**

I₀ : moment d'inertie totale de la section homogène.

• Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n_A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + (15 \times A)$$

$$B_0 = B + n_A = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + (15 \times 3.39)$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2.$$

• Moments isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18)$$

$$S /_{xx} = 3739.3 \text{ cm}^3.$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm.}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left(\left[\frac{4^2}{12} \right] + \left(7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3.39 \times (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21798.79 \text{ cm}^4.$$

Calcul de μ et I_f :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\rho = 0.016 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 + b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.015} = 1.105$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.64 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 111.27 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.21}{4 \times 0.015 \times 111.27 + 2.21}; 0 \right) = 0.32$$

$$I_f y = \frac{1.1 \times 10}{1 + \mu \times E} = \frac{1.1 \times 21798.79}{1 + 0.32 \times 1.105} = 17702.424 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_g \times l^2}{10 \times I_f \times E_v} = \frac{6.64 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 17702.424 \times 10819} = 0.55 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8.$$

$f = 0.55 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales :

Aux appuis : $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures : $S_t = 15 \text{ cm}$

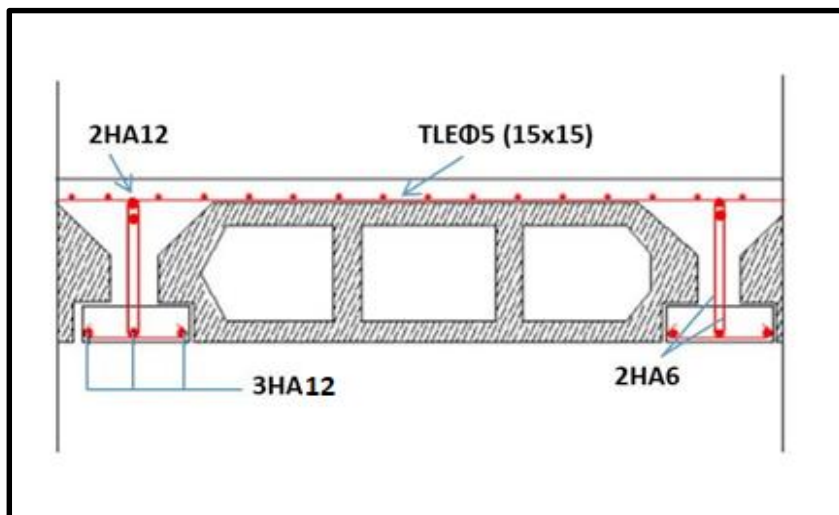


Figure III.27 : Schéma de ferrailage des planchers

Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles, ou mur maçonné). Les dalles pleines sur appui continu peuvent porter dans deux directions ou bien une seule.

Elles servent de hall dans les différents étages, elles ont une épaisseur de 15cm, elles reposent sur 3 appuis.

Caractéristiques des dalles pleines :

La surface de la dalle :

$$S = 1.40 \times 2.50$$

$$S = 3.5\text{m}^2.$$

Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

$$Lx < Ly$$

$$\rho = \frac{1.4}{2.5} = 0.56$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Surcharge d'exploitation :

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.35 + 1,5 \times 1,5) \times 1$$

$$q_u = 9.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (5.3 + 1,5) \times 1$$

$$q_s = 6,85 \text{ KN/m}$$

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot \frac{Lx^2}{x} & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport x et du coefficient de poisson ν :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 1 & U_x = 0.088 & U_y = 0.250 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases}$$

$$M_x = 0.088 \times 9.47 \times (1.4)^2$$

$$M_x = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 1.63$$

$$M_y = 0.41 \text{ KN.m}$$

Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Sens x-x:

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.63 = -0.49 \text{ KNm.}$$

$$M_x^a = -0.49 \text{ KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b (dx)^2 \sigma_{bu}} = \frac{0.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_a = 0.002 < \mu_I = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.002 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times dx \times \sigma_{st}} = \frac{0.49 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_x^a = 0.11 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : St = 25cm.

Aux travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.63 = 1.4 \text{ KNm}$$

$$M_x^t = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b dx^2 f_{bu}} = \frac{1.4 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_t = 0.006 < \mu_I = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times dx \times \sigma_{st}} = \frac{1.4 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348}$$

$$A_x^t = 0.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : St = 25cm.

Sens y-y:

Aux appuis :

$$M_y^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.63 = -0.49 \text{KNm}$$

$$M_y^a = -0.49 \text{KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b dx^2 fbu} = \frac{0.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_a = 0.002 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.002 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times dx \times \sigma_{st}} = \frac{0.49 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_y^a = 0.11 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : St = 25cm.

Aux travées :

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.41 = 0.35 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.35 \text{KNm}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b dx^2 fbu} = \frac{0.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.001$$

$$\mu_t = 0.001 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.001 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times dx \times \sigma_{st}} = \frac{0.35 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_y^t = 0.08 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : St = 25cm.

Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{Lx}{Ly} \right]$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour $F_e E400$.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{Lx}{Ly}\right] bh$$

$$A_{x\min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2}\right) [3 - 0.56] 100 \times 15$$

$$A_{x\min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 0.34 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x\min} = 0.34 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$W_y \geq W_0 \rightarrow \quad A_{y\min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{Lx}{Ly}\right]$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour $F_e E400$.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x_{\min}} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{Lx}{Ly} \right] bh$$

$$A_{x_{\min}} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.56] 100 \times 15$$

$$A_{x_{\min}} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\min}} = 0.34 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x_{\min}} = 0.34 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y_{\min}} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y_{\min}} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y_{\min}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y_{\min}} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_d} = \frac{6.25 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5}$$

$$\tau_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.046 \text{ MPa} < \tau_u = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1.5 \text{ pour les H. A} \\ \Psi_s = 1 \text{ pour les R. L} \end{array} \right.$$

Avec :

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque :

Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

Calcul de τ_{se} :

Sens x-x :

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\sum u_i = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T^2 u}{0.9d \sum u_i} = \frac{4.42 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.48}$$

$$\tau_{se} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.36 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Sens y-y :

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\sum u_i = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T^1 u}{0.9d \sum u_i} = \frac{6.25 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.48}$$

$$\tau_{se} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit

Pour $\phi = 0.8$ cm

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

On prend :

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

Remarque :

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est: $L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 30 = 12$ cm.

$$L_C = 12 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS :

Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur Ils sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.56 \\ v = 0.2 \text{ (ELS)} \end{array} \right.$$

$$\mu_x = 0.088 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$-M_x = 0.088 \times 6.85 \times (1.4)^2$$

$M_x = 1.2\text{KNm.}$

$M_y = 0.250 \times 1.2$

$M_y = 0.3\text{KNm.}$

Aux appuis :

$M_x^a = -0.3 \times 1.2$

$M_x^a = -0.36\text{KNm.}$

$M_y^a = -0.3 \times 1.2$

$M_y^a = -0.36\text{KNm}$

En travée :

$M_x^t = 0.85 \times 0.36$

$M_x^t = 0.306\text{KNm}$

$M_y^t = 0.85 \times 0.36$

$M_y^t = 0.306\text{KNm}$

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x et sens y-y :

Aux appuis :

$M_s = 0.306\text{KNm.} \quad A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.14$$

$$\rho_l = 0.147 \longrightarrow K = 64.37 \longrightarrow \beta = 0.937$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.306 \times 10^6}{201 \times 0.937 \times 135}$$

$\sigma_{st} = 12.03\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{12.03}{64.37} = 0.18\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

En travée :

$$M_s = 0.306 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.14$$

$$\rho_1 = 0.147 \longrightarrow K = 64.37 \longrightarrow \beta = 0.937$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.306 \times 10^6}{201 \times 0.937 \times 135}$$

$$\sigma_{st} = 12.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{12.03}{64.37} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

État limite de déformation :

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.1 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M^t_x}{10 M_x} \quad \rightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.1 \geq \frac{0.186}{10 \times 0.732} = 0.025 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{201}{1000 \times 135} = 0.0014 < 0.011 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

Sens x-x : 4 HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : 4 HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

3. Les escaliers :

3.1. Introduction :

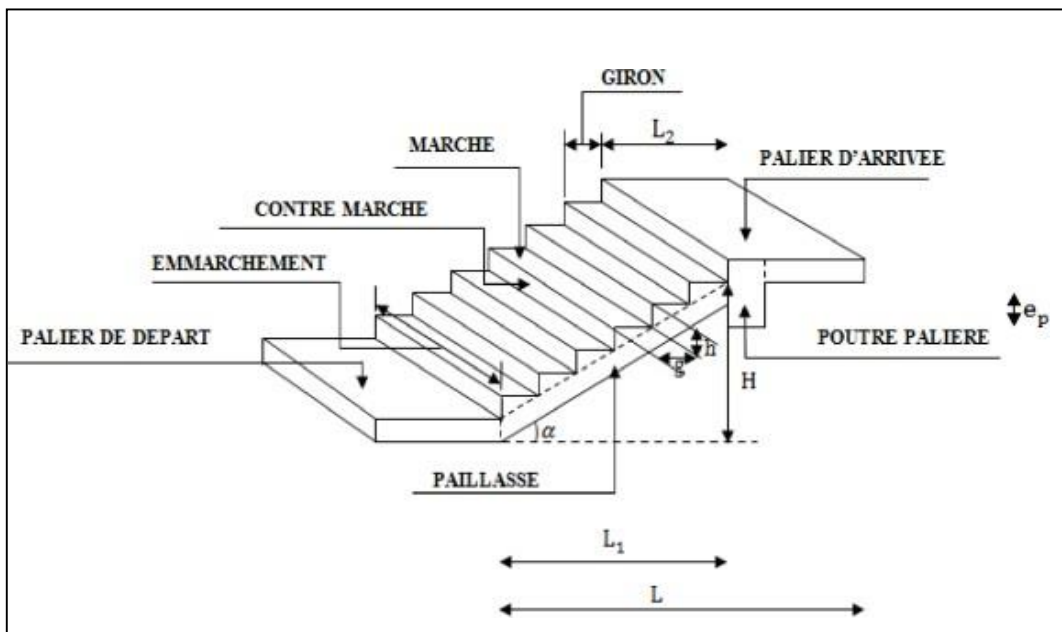
Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons deux types d'escalier :

Escalier droit à deux volées et un palier de repos pour les niveaux ; service et habitation.

Escalier balancé pour les deux entre sol et le RDC.

3.2. Terminologies :



La Marche : est la partie horizontale qui reçoit l'utilisateur, sa forme est rectangulaire, ou arrondie.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

L'emmarchement (E) : distances horizontales mesurées entre les nez de deux marches consécutives.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et l'arrivée.

- **La volée :** partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires ou à chaque étage.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.

3.3. Etude de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos :

3.3.1. Dimensionnement :

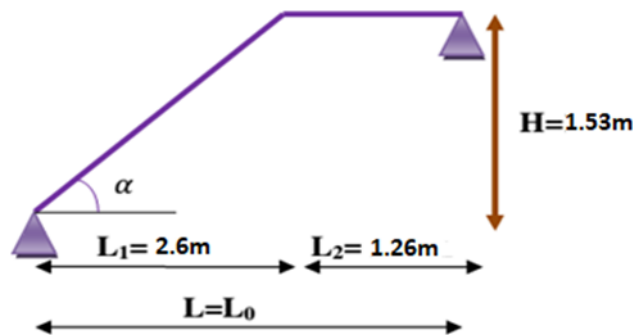


Figure III.28 : Schéma statique

Hauteur des marches : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend $h = 17 \text{ cm}$.

Le nombre de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

Le giron : $g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$.

$g = 30 \text{ cm}$.

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2 \times (17) + 30 = 64 \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Dimensionnement de la paillasse et le palier :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \geq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{1.53}{2.60} = 0.588 \quad \rightarrow \quad \alpha = 30.47^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L1}{L'} \quad \rightarrow \quad L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{2.60}{\cos 30.47} = 3.01 \text{ m.}$$

Avec : L' : longueur de la paillasse.

$$L = L' + L2 = 3.01 + 1.26 = 4.27 \text{ m.}$$

$$\frac{427}{30} = 14.23 \leq e_p \geq \frac{427}{20} = 21.35$$

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

• **Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ **Les charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Palier :

Tableau III.5 : Charges et surcharge revenant au palier.

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique(Kn/m ³) | Charge G(Kn/m ²) |
|---------------------------------------|---------------|-------------------------------------|------------------------------|
| 1- Revêtement marbre | 0.022 | 20 | 0.44 |
| 2- Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3- Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4- Poids du palier | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5- Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge Permanente total Gtotal | | | 5.15 |
| Qpalier | | | 2.5 |

Le paillasse :

Tableau III.6 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique(Kn/m ³) | Charge G(Kn/m ²) |
|---------------------------------------|---------------|-------------------------------------|--|
| 1- Revêtement marbre | 0.022 | 20 | 0.44 |
| 2- Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3- Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4- Poids du paillasse | 0.15 | 25 | $\frac{0.15 \times 25}{\cos\alpha} = 4.35$ |
| 5- Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 6- Poids des marches | 0.17 | 25 | $\frac{0.17 \times 25}{2} = 2.125$ |
| 7- Poids des gardes corps | 0.1 | 2 | 0.2 |
| Charge Permanente total Gtotal | | | 7.875 |
| Qpaillasse | | | 2.5 |

• **Combinaison des charges :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 7.875) + (1.5 \times 2.5)) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{14.38 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_{u\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5)) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{10.7 \text{ KN/ml.}}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$q_{s\text{paillasse}} = G + Q = 7.875 + 2.5 = \mathbf{10.37 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_{s\text{palier}} = G + Q = 5.15 + 2.5 = \mathbf{7.65 \text{ KN/ml.}}$$

3.3.2. Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera à l'état limite ultime ELU :

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Tronçons | X (m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|-----------------------------|-------|---------|-----------|
| 0 < x < 2.6 | 0 | 27 | 0 |
| | 2.6 | - 10.38 | 21.59 |
| 2.6 < x < 3.86 | 2.6 | - 10.38 | 21.59 |
| | 3.86 | - 23.87 | 0 |

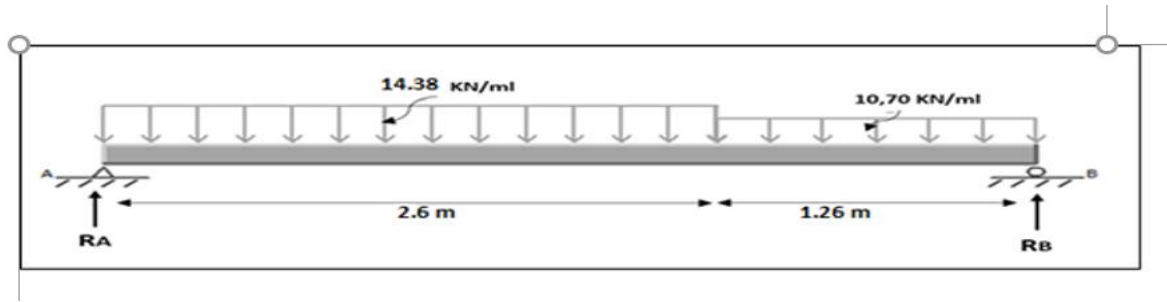


Figure III.29 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Les efforts internes appliqués sur l'escalier à l'ELU.

Le moment M_z est max en $x = 1.87 \text{ m}$; $M_{z_{\max}} = 25.35 \text{ KN.m}$.

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z max du niveau de l'appui A et en travée.

Aux appuis : $M^a_{\max} = -0.3 M_{z_{\max}} = -0.3 \times 25.35 = -7.60 \text{ KN.m}$.

En travée : $M^t_{\max} = 0.85 M_{z_{\max}} = 0.85 \times 25.35 = 21.54 \text{ KN.m}$.

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

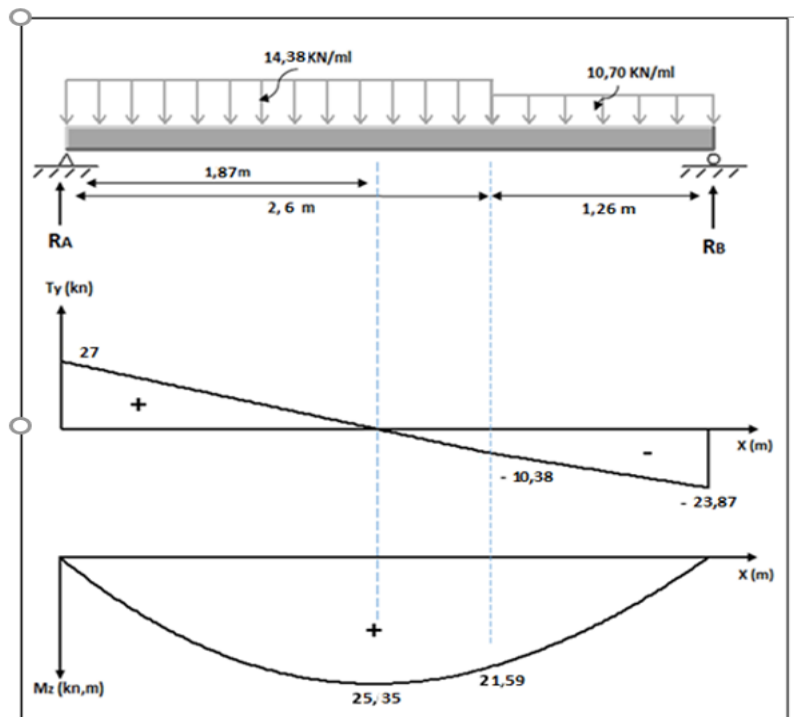


Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

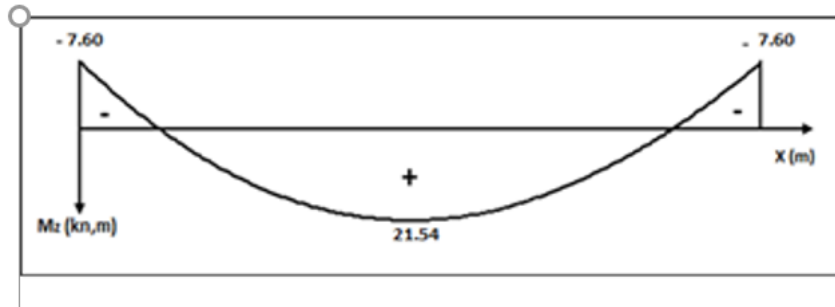
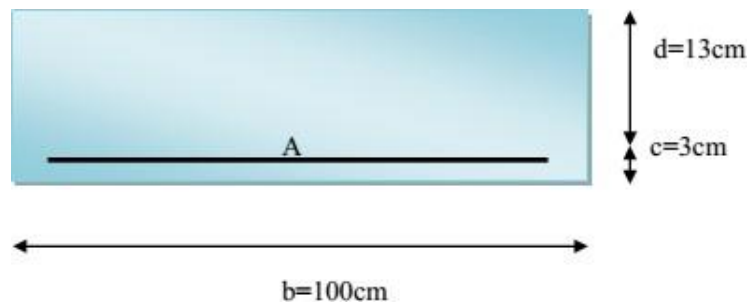


Figure III.31 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement.

3.3.3. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.



➤ Aux appuis : $M_{\max}^a = 7.60 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.60 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

➤ En travée : $M_{\max}^t = 21.54 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.090 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.54 \times 10^3}{0.953 \times 13 \times 348} = 4.99 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**.

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

Tableau III.7 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

| | | Armatures principales | Armatures de répartitions |
|------------|------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Aux appuis | Section calculée | 1.70 cm ² | 0.5 cm ² |
| | Section adoptée | 4HA8 = 2.01 cm ² | 4HA8 = 2.01 cm ² |
| | Espacement | 25 cm | 25 cm |
| En travée | Section calculée | 4.99 cm ² | 1.41 cm ² |
| | Section adoptée | 5HA12 = 5.65 cm ² | 4HA8 = 2.01 cm ² |
| | Espacement | 20 cm | 25 cm |

3.3.4. Vérification à l'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

• Vérification de l'espacement des barres :

Armatures principales :

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Armatures de répartitions :

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Vérifications de l'effort tranchant : $T^u_{\max} = 27 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Vérification l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$ avec : $a = 0.9d$

$$V_u = 27 \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN.}$$

$V_U = 27 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times (V^u_{\max} + \frac{Ma}{0.9 \times d})$

$$A_a = 5.65 \geq \frac{1.15}{400} \times (27 \times 10^3 + \frac{7.56 \times 10^6}{0.9 \times 130})$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_S \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\sum ui = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \sum ui} \leq \tau_{se} \rightarrow \tau_{se} = \frac{27 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sum ui = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \sum ui} \leq \tau_{se} \rightarrow \tau_{se} = \frac{27 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.83 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérifications de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit : elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_S = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec :}$$

$$T_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5$$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_C = 0.4 L_S$

$$L_C = 0.4 \times 42.44 = \mathbf{17 \text{ cm.}}$$

3.3.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

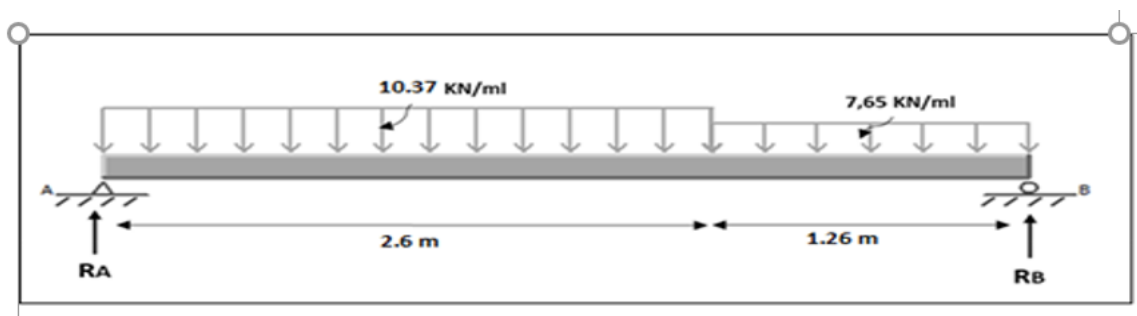


Tableau III.32 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

| Tronçons | X (m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|-----------------------------|-------|---------|-----------|
| 0 < x < 2.6 | 0 | 19.46 | 0 |
| | 2.6 | - 7.50 | 15.54 |
| 2.6 < x < 3.86 | 2.6 | - 7.50 | 15.54 |
| | 3.86 | - 17.13 | 0 |

Le moment Mz est max en $x = 1.87 \text{ m}$; $M_{z_{\max}} = 18.25 \text{ KN. m}$.

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z max du niveau de l'appui A et en travée.

Aux appuis : $M^a_{\max} = - 0.3 M_{z_{\max}} = - 0.3 \times 18.25 = - 5.47 \text{ KN.m}$.

En travée : $M^t_{\max} = 0.85 M_{z_{\max}} = 0.85 \times 18.25 = 15.51 \text{ KN.m}$.

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

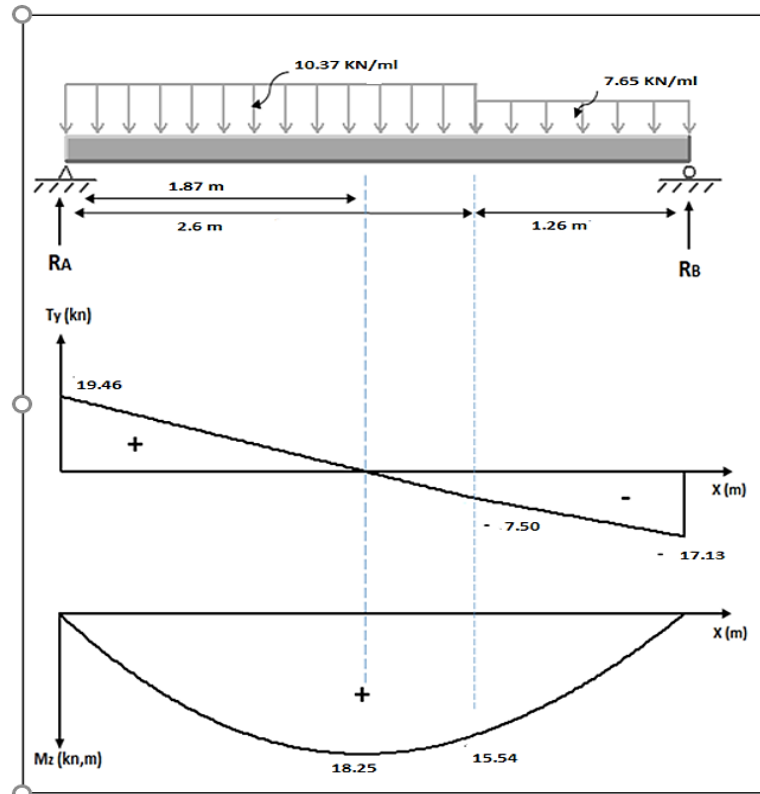


Figure III.33 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

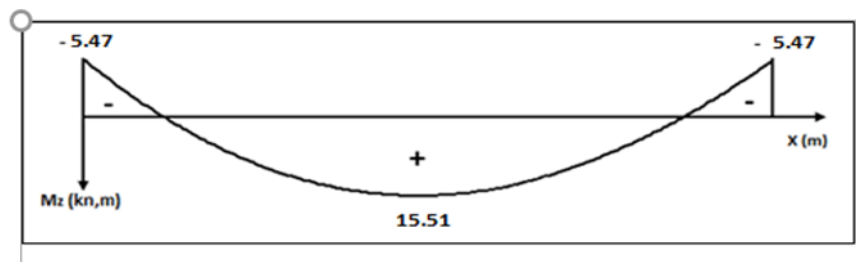


Figure III.34 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement.

3.3.6. Vérification à l'ELS :''

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

En travée : $M_{max}^t = 15.51 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho = 0.434 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.899 \\ K = 34.74 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.51 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 234.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 234.89 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{234.89}{34.74} = 6.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.30 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_{\max} = 5.47 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho = 0.157 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.9375 \\ K = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.47 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = 223.29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 223.29 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{223.29}{62.86} = 3.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.55 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.86} = 0.038 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times L^4}{E_v \times I_0} \leq f = \frac{L}{500}$$

• Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n_A = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = B + n_A = 100 \times 15 + (15 \times 5.65)$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2.$$

• Moments isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/XX} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/XX} = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13)$$

$$S /_{XX} = 12351.75 \text{ cm}^3$$

Calcul de V₁ et V₂ :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm.}$$

Calcul de I₀ :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551.61 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.37 \times 3.86^4}{10819 \times 10^3 \times 30551.61 \times 10^{-8}} = 0.0090 \leq f = \frac{L}{500} = \frac{3.86}{500} = 0.0077$$

$f = 0.0090 \text{ m} < f = 0.006 \text{ m} \rightarrow$ **condition non vérifiée.**

La flèche n'est pas vérifiée donc il faut choisir une autre section d'armatures :

Tableau III.9 : La nouvelle section d'armature

| At (cm ²) | B0 (cm ²) | S/XX (cm ³) | V1 (cm) | V2(cm) | I0(cm ⁴) | F(m) |
|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------|--------|----------------------|--------|
| 6HA12 | 1601.85 | 12574.05 | 7.8 | 7.2 | 31014.024 | 0.0073 |

• **Limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, la vérification n'est pas nécessaire.

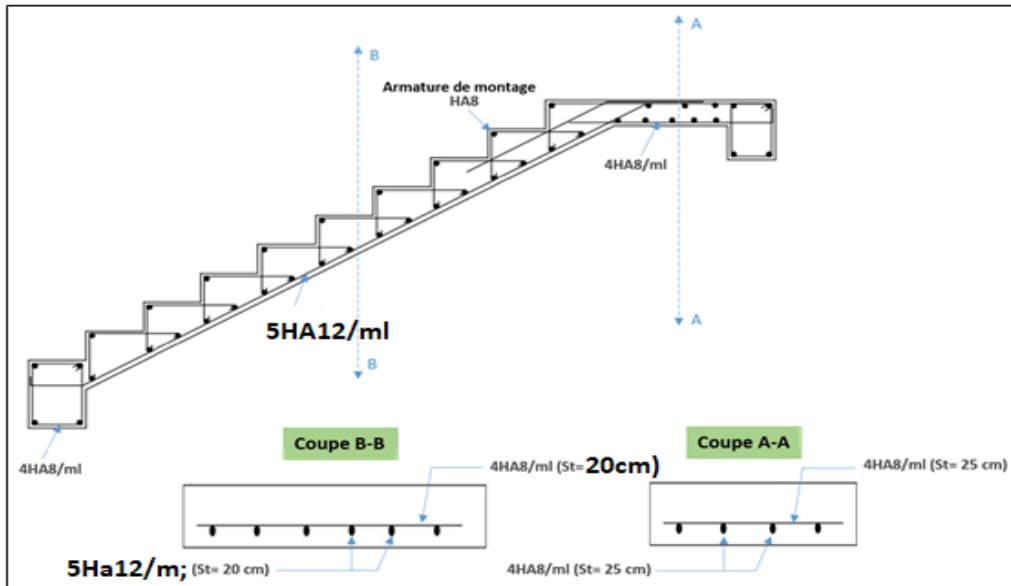


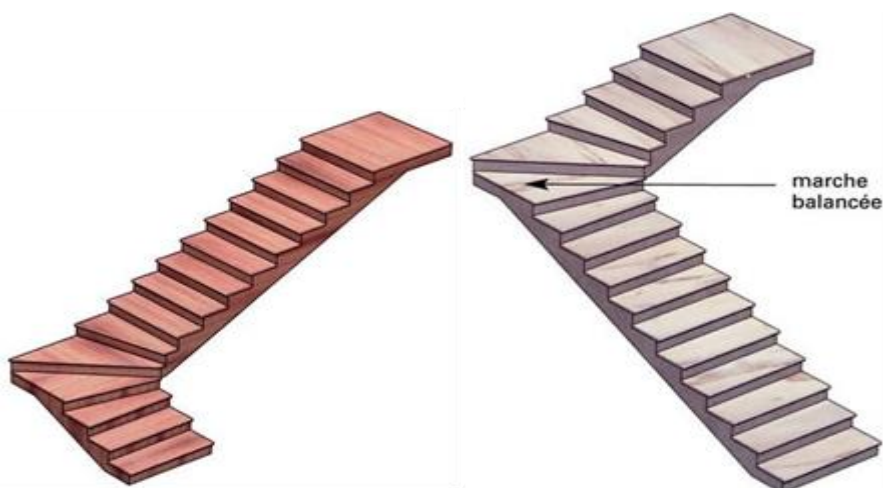
Figure III.35 : Ferrailage de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos.

3.4. Etude de l'escalier balancé :

Un escalier balancé : est un escalier à changement de direction sans palier intermédiaire, les changements de direction sont assurés par des marches dites « balancées ». On trouve deux grandes familles d'escaliers balancés :

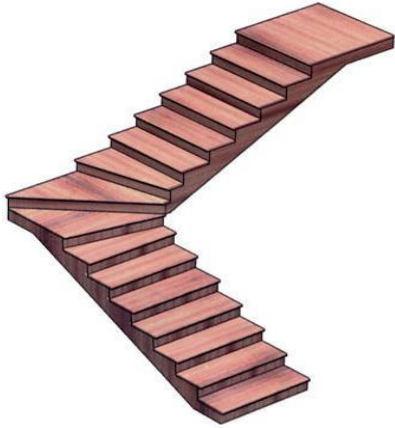
Escalier quart tournant : « quartier tournant bas », « quartier tournant haut », « quartier tournant médian ».

Escalier demi tournant : « double quartier tournant ».

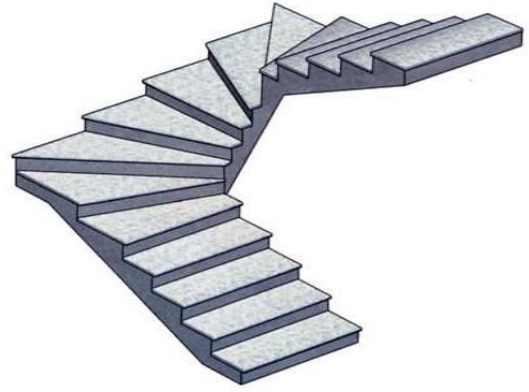


Escalier à quartier tournant bas

Escalier à quartier tournant haut



Escalier à quartier tournant médian



Escalier balancé à double quartier tournant

Pré dimensionnement des escaliers :

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

La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.

La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

Avec :

$$g = \frac{L1}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

$L1$: longueur projetée de la volée.

$n-1$: nombre de marche.

n : nombre de contre marche.

Escalier balancé pour les niveaux RDC et entre sol :

Première volée :

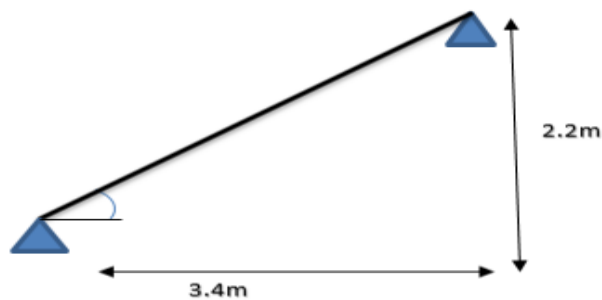


Figure III.36 : Schéma statique de première volée de l'escalier balancé.

Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_1$.

$$L = \sqrt{L_1^2 + H^2} + L_2$$

$$L = \sqrt{3.4^2 + 2.2^2}$$

$$L = 4.16\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{416}{30} \leq e \leq \frac{416}{20} \rightarrow 14 \leq e \leq 21 \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : e = 15 cm.

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_1 = 340 \text{ cm} ; H = 220\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 220 + 340)n + 2 \times 220 = 0$$

$$64n^2 - 844n + 440 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 13$.

Le nombre de marche $n-1 = 12$.

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

La hauteur de la marche h : $14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend **h = 17 cm**

$$g = \frac{L_1}{n-1} \rightarrow g = \frac{340}{12} \rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

Relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad 2h+g = (2 \times 17) + 28 = 62 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

Epaisseur de la paillasse et de palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation **$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$**

Avec :

L₀ : longueur du palier et de la paillasse. $L_0 = L$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{220}{340} = 0.6470 \quad \alpha = 32.90^\circ$$

$$L = \frac{340}{\cos \alpha} = 404.91 \text{ cm} \quad \text{D'où } L = 404.91 \text{ cm}$$

$$\frac{404.91}{30} \leq ep \leq \frac{404.91}{20} \rightarrow 13.5 \leq ep \leq 20.24$$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur **ep = 16cm** pour le paillasse et le palier

Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, On pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

• **Charges permanentes surcharge d'exploitation :**

Palier :

Tableau III.10 : Charges et surcharge revenant au palier

| Eléments | Epaisseur(m) | Poids volumique(Kn/m ³) | Charge G(Kn/m ²) |
|---|--------------|-------------------------------------|------------------------------|
| 1- Revêtement marbre | 0.022 | 20 | 0.44 |
| 2- Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3- Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4- Poids du palier | 0.20 | 25 | 5 |
| 5- Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanente totale Gtotale | | | 6.40 |
| Qpalier | | | 2.5 |

Le Paillasse :

Tableau III.11 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (Kn/m ³) | Charge G(Kn/m ²) |
|---|---------------|--------------------------------------|--|
| 1- Revêtement marbre | 0.022 | 20 | 0.44 |
| 2- Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3- Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4- Poids du paillasse | 0.20 | 25 | $\frac{0.20 \times 25}{\cos\alpha} = 6.56$ |
| 5- Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 6- Poids des marches | 0.17 | 25 | $\frac{0.17 \times 25}{2} = 2.125$ |
| 7- Poids des gardes corps | 0.1 | 2 | 0.2 |
| Charge permanente totale Gtotale | | | 10.28 |
| Qpaillasse | | | 2.5 |

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTRB.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier : **Q = 2.5×1 = 2.5 KN/ml**

Combinaison de charge :

Etat limite ultime (ELU):

$$q_{u\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 10.28) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{17.62 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{u\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 6.4) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{12.4 \text{ KN/ml}}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$q_{s\text{paillasse}} = G + Q = 10.28 + 2.5 = \mathbf{12.78 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{s\text{palier}} = G + Q = 6.4 + 2.5 = \mathbf{8.9 \text{ KN/ml}}$$

Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :

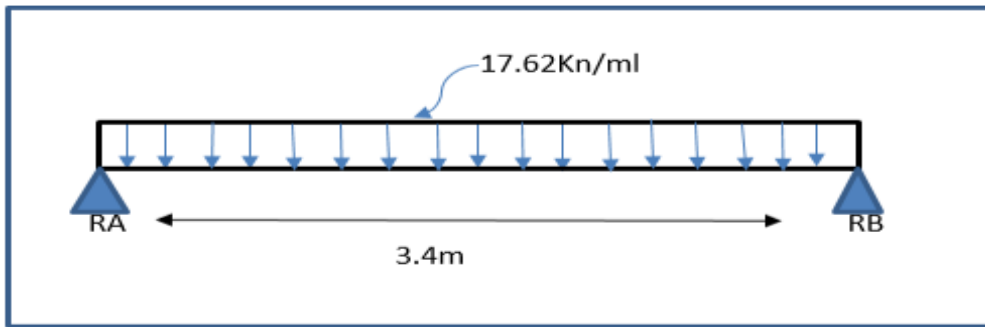


Figure III.37 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

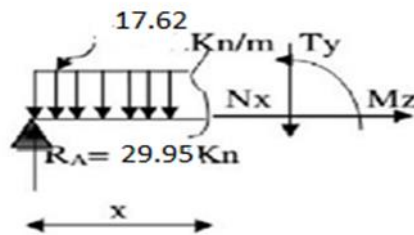
Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x=0 \quad \Sigma F/y=0$$

$$\Sigma F/y= R_A+R_B = 17.62 \times 3.4 = 59.91 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 3.4) + (17.62 \times 3.4 \times 1.7) = 0$$

$$R_B = 29.95 \text{ Kn} . \quad R_A = 29.95 \text{ Kn} .$$



Les efforts internes à l'ELU :

Tableau III.12 : Les efforts internes à l'ELS

| Tronçon (m) | Effort tranchant (Ty) | Moment fléchissant (Mz) | X(m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|---------------------|-----------------------|-------------------------|------|--------------|--------------|
| $0 \leq X \leq 1.7$ | $Ty = 29.95 - 17.62x$ | $Mz = 29.95x - 8.81x^2$ | 0 | 29.95 | 0 |
| | | | 1.7 | 0 | 25.45 |

Calcul du moment max : $Ty = 29.95 - 17.62 x$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{29.95}{17.62} = 1.7m$

Donc : $M_{max}(1.7) = 25.54 \text{ kN.m}$

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z max du niveau de l'appui A et en travée

M_{max} Aux appuis : $M^A_{max} = -0.3M_{max} = -0.3 \times 25.54 = -7.66 \text{ kN.m}$

M_{max} En travée : $M^T_{max} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 25.54 = 21.7 \text{ kN.M}$

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

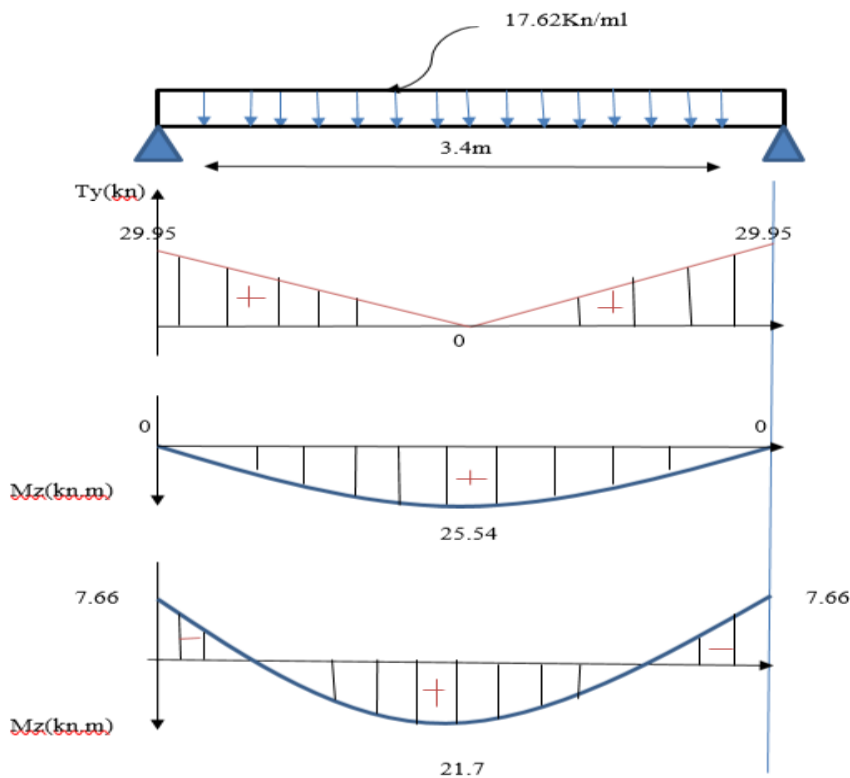
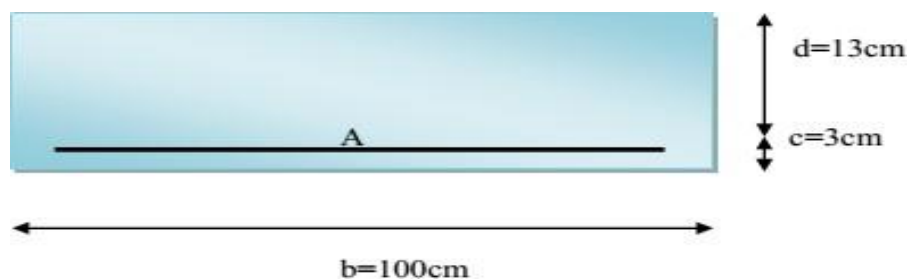


Figure III.38 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à flexion simple pour une bande de (1m).



En travée : $M^t = 21.7\text{KN.m}$

Armatures principales :

$$U_T = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$U_T = 0.09 \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_T = \frac{M^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.7 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 4.81 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 ($A_r = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_T = \frac{A_t}{4} = \frac{4.81}{4} = 1.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

Armatures principales :

$$U_T = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$U_T = 0.03 \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A_T = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.66 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit: 3HA10 ($A_r = 2.36 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_T = \frac{A_t}{4} = \frac{1.7}{4} = 0.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Tableau III.13 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

| | | Armatures principales | Armatures de répartitions |
|------------|------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Aux appuis | Section calculée | 1.7 cm ² | 0.42 cm ² |
| | Section adoptée | 3HA10 = 2.36 cm ² | 3HA8 = 1.51 cm ² |
| | Espacement | 25 cm | 25 cm |
| En travée | Section calculée | 4.81 cm ² | 1.20 cm ² |
| | Section adoptée | 5HA12 = 5.65 cm ² | 5HA8 = 2.51 cm ² |
| | Espacement | 20 cm | 25 cm |

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_t = 4.81 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

- **Aux appuis :** $A_a = 1.7 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Vérification de l'espacement des barres :

- **Armature principales :**

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ **condition vérifiée.**

- **Armature de répartition :**

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ **condition vérifiée.**

Vérification de l'efforts tranchants : $Tu_{\max} = 41.23 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{Tu_{\max}}{b \times d} = \frac{29.95 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_e = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9d \times \sum u_i} = \frac{21.7 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.98$$

$\tau_{se} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_e = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum u_i} = \frac{7.66 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 94.2} = 0.7$$

$$\tau_{se} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_e = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

$$T_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1.5$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à : $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 42.44 = 17 \text{ cm.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)

Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

$$\text{Avec : } a = 0.9d$$

$$V_u = 29.95 \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 778 \text{ Kn}$$

$$v_u = 29.95 \text{ KN} < 778 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence Sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que: } A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(v_{u \max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(29.95 - \frac{14.5 \times 100}{0.9 \times 13} \right) \right] = -2.5 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul à l'état limite de service (ELS) :

Les réactions aux appuis :

$$q_s=12.78\text{Kn/ml}$$

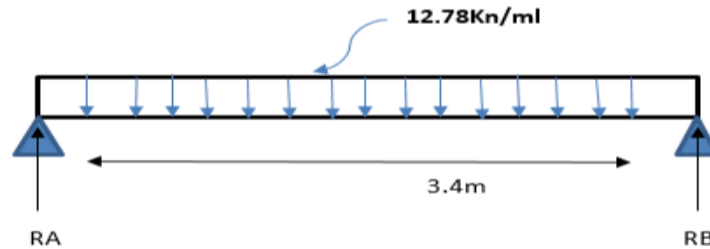


Figure III.39 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x=0 \quad \Sigma F/y=0$$

$$\Sigma F/y=RA+RB=12.78 \times 3.40 = 43.45\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 3.4) + (12.78 \times 3.40 \times 1.7) = 0$$

$$R_B = 21.72 \text{ Kn} . \quad R_A = 21.72 \text{ Kn} .$$

Calcul des efforts internes :

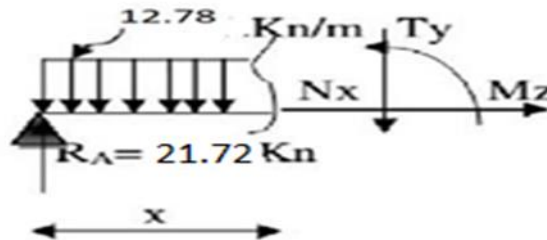


Tableau III.14 : Les efforts internes à l'ELS.

| Tronçon (m) | Effort tranchant (Ty) | Moment fléchissant (Mz) | X(m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|---------------------|-----------------------|-------------------------|------|--------------|--------------|
| $0 \leq X \leq 1.7$ | $Ty = 21.72 - 12.78x$ | $Mz = 21.72x - 6.39x^2$ | 0 | 21.72 | 0 |
| | | | 1.7 | 0 | 18.45 |

Calcul du moment max : $Ty = 21.72 - 12.78x$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{21.72}{12.78} = 1.7\text{m}$

Donc : $M_{\max}(1.7) = 18.45 \text{ kN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

M_{\max} Aux appuis : $M^A_{\max} = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 18.45 = -5.53 \text{ kN. M}$

M_{\max} En travée : $M^T_{\max} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 18.45 = 15.7 \text{ kN. m}$

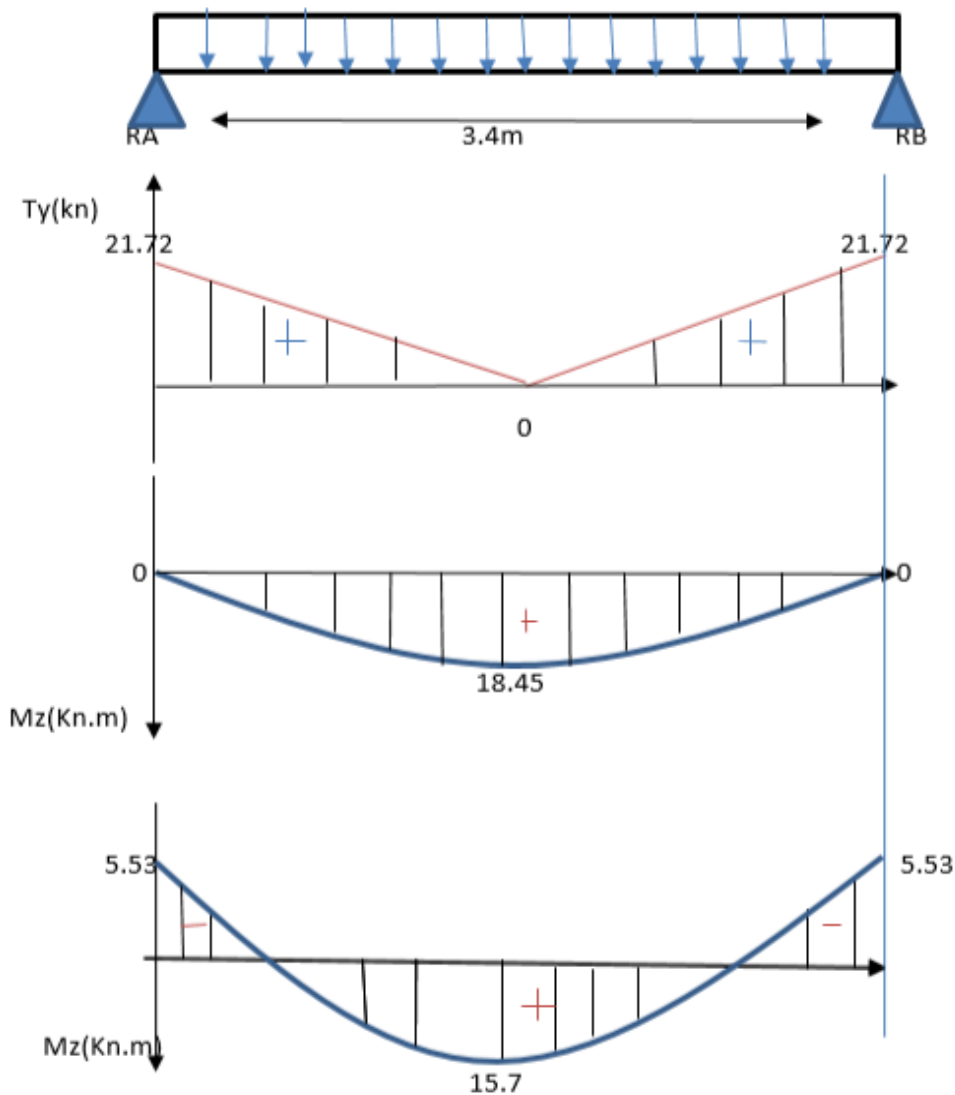


Figure III.40 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

En travée : $M_t = 15.7 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(p) \longrightarrow p = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho = 0.434 \longrightarrow k_1 = 34.50 \longrightarrow \beta = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.7 \times 1000}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 237.76 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 237.76 \text{ Mpa} < \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{237.76}{25} = 6.9$$

$\sigma_{bc} = 6.9 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Aux appuis : $M_a = 5.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(p) \longrightarrow p = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{100 \times 13} = 0.181$$

$$\rho = 0.181 \longrightarrow k_1 = 57.46 \longrightarrow \beta = 0.931$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.53 \times 1000}{0.931 \times 13 \times 2.36} = 193.60 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 193.60 \text{ Mpa} < \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{193.60}{57.46} = 3.37$$

$\sigma_b = 3.37 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{480} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{E_v \times 10} \leq f = \frac{L}{500}$$

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 100 \times 16 + (15 \times 9.78) \rightarrow B_0 = 1746.7 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$s/xx = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times At \times d$$

$$s/xx = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 9.78 \times 13 = 14707.1 \text{ cm}^3$$

B0 = surface de la section homogène

$$B0 = b \times h + 15 \times At = (100 \times 16) + 15 \times 9.78 = 1746.7 \text{ cm}^2$$

Calcul de V1 et V2 :

$$V_1 = \frac{s/xx}{B0} = \frac{14707.1}{1746.7} = 8.42 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = h - V_1 = 16 - 8.42 = 7.58 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15At \times (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8.42^2 + 7.58^2) + 15 \times 9.78 \times (7.58 - 2)^2$$

$$I = 38983.3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.78 \times 4.8^4}{10819 \times 10^3 \times 38983.3 \times 10^{-8}} = 0.021 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

f = 0.021 m < \bar{f} = 0.96.....condition vérifiée.

3.5. Etude de la poutre de chaînage :

3.5.1. Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids des cloisons extérieures.

3.5.2. Etude de la poutre de chaînage :

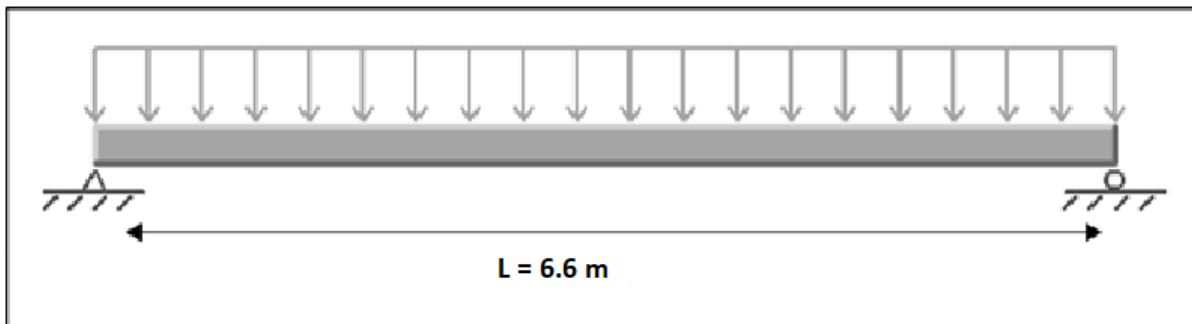


Figure III.41 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

3.5.2.1. Pré-dimensionnement :

La poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

3.5.2.2. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre de chaînage :

$$G_1 = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du mur :

$$G_2 = 2.36 \times (3.06 - 0.2) = 6.75 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre de plancher :

$$G_3 = 5.28 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.716 \text{ KN/ml}$$

- Poids totale :

$$G = 11.841 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 0.49 \text{ KN/ml}$$

3.5.2.3. Combinaison à considérer :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 11.841) + (1.5 \times 0.49)$$

$$q_u = 16.720 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11.841 + 0.49$$

$$q_s = 12.331 \text{ KN/ml}$$

3.5.2.4. Calcul à l'ELU :

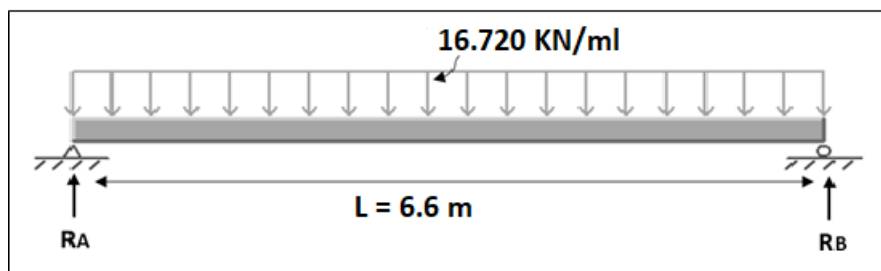


Figure III.42 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16.720 \times 6.6^2}{8} = 91.0404 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16.720 \times 6.6}{2} = 55.176 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 \times 91.0404 = -27.312 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0.85 \times 91.0404 = 77.384 \text{ KN.m}$

• Diagramme des efforts internes à l'ELU :

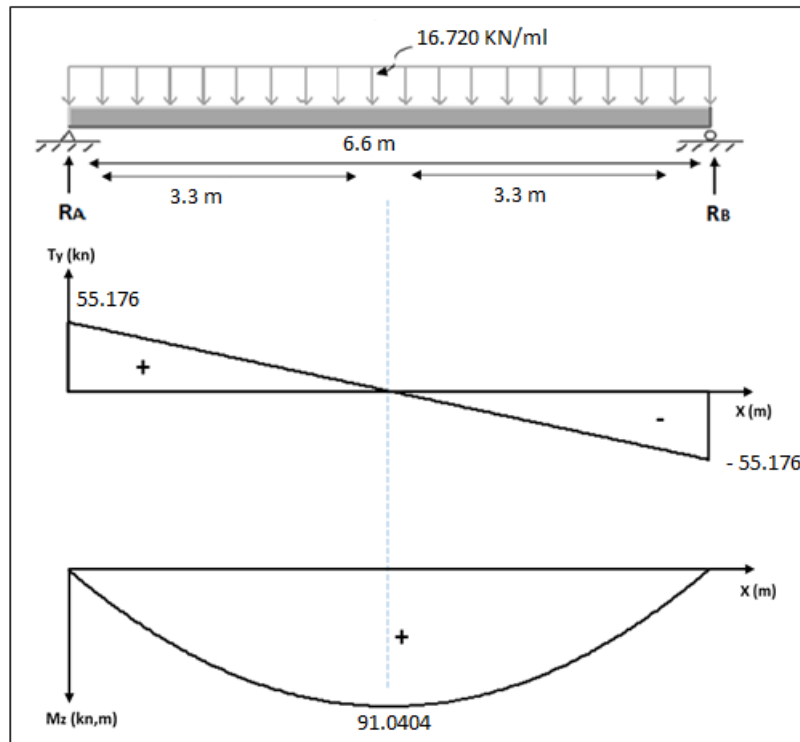


Figure III.43 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

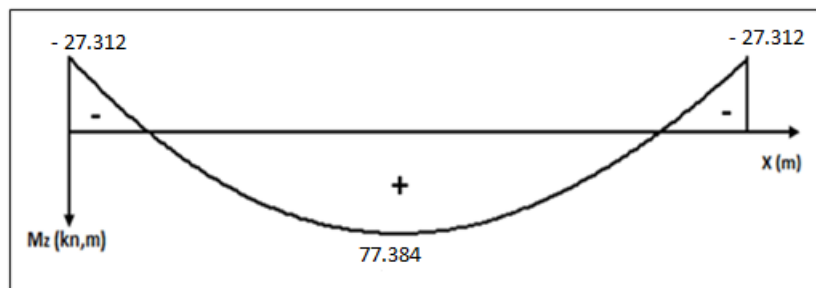


Figure III.44 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.

3.5.2.5. Calcul des armatures :

• Aux appuis : $M_u^a = 27.312 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.312 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27.312 \times 10^3}{0.983 \times 43 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **3HA12 = 3.39 cm²**.

- En travée : $M_u^t = 77.384 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.384 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.098 \rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77.384 \times 10^3}{0.948 \times 43 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **3HA12 (filante) + 2HA12 (chapeaux) = 5.65 cm²**

3.5.2.6. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 (30) \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 55.176 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{55.176 \times 10^3}{300 \times 430} = \mathbf{0.42 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \dots \times \underline{f_{c28}} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{55.176 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 113.04} = \mathbf{1.26 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{1.26} < \tau_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \rightarrow$ **condition vérifiée**

• Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_C = 0.4 L_s$

$$L_C = 0.4 \times 42.32 = \mathbf{17 \text{ cm}}$$

• Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t < \min \left(\phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 12.85 ; 30)$$

$$\phi_t < \mathbf{12 \text{ mm}}$$

Espacement des barres :

En zone nodale (appuis) : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (11.25 ; 14.4) = \mathbf{11.25 \text{ cm}}$

On prend : $St = \mathbf{11 \text{ cm}}$

En zone courante (travée) : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$. On prend : $St = \mathbf{23 \text{ cm}}$

Quantité d'armature transversale minimale :

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.003 \times 23 \times 30 = 2.07 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

$$A_t = 4HA10 = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

3.5.2.7. Calcul à l'ELS :

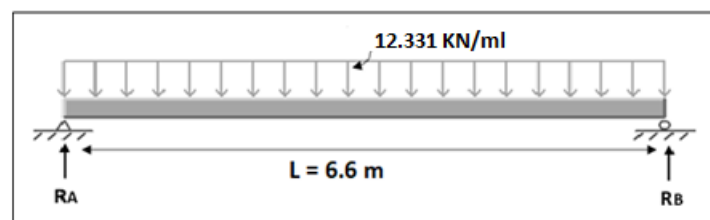


Figure III.45 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

• **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{12.331 \times 6.6^2}{8} = 67.14 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu \times L}{2} = \frac{12.331 \times 6.6}{2} = 40.7 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 \times 67.14 = -20.142 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0.85 \times 67.14 = 57.07 \text{ KN.m}$

• **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**

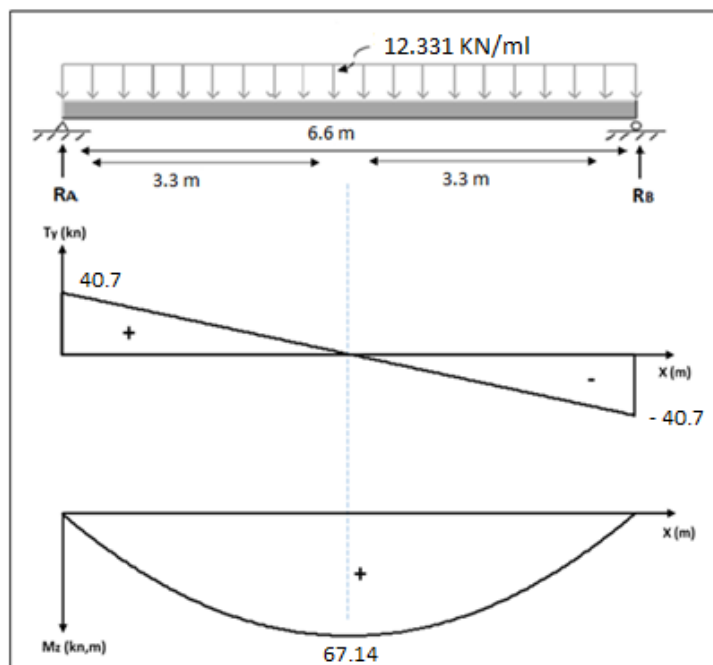


Figure III.46 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

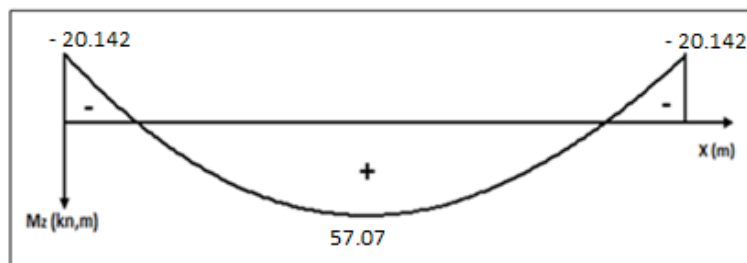


Figure III.47 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

3.5.2.8 .Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

En travée : $M_u^t = 57.07 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 43} = \mathbf{0.437}$$

$$\rho = 0.437 \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{57.07 \times 10^3}{0.898 \times 43 \times 5.65} = \mathbf{261.3 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 261.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{261.3}{34.50} = 7.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis : $M_u^a = 20.14 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 43} = \mathbf{0.437}$$

$$\rho = 0.263 \begin{cases} \beta_1 = 0.918 \\ K_1 = 45.98 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.14 \times 10^3}{0.918 \times 43 \times 3.39} = \mathbf{150.5 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 150.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{261.3}{45.98} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{660} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$0.045 < 0.0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.045 \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{57.07}{10 \times 20.53} = 0.28$$

$0.045 < 0.28 \rightarrow$ **condition non vérifiée**

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 43} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$0.0026 > 0.0105 \rightarrow$ **condition non vérifiée**

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_y \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

• **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n_A = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = B + n_A = 30 \times 45 + (15 \times 3.39)$$

$$B_0 = 1400.85 \text{ cm}^2.$$

• **Moments isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{30 \times 45^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 43)$$

$$S_{/xx} = 32561.55 \text{ cm}^3.$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{32561.55}{1400.85} = 23.24 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 23.24 = 21.76 \text{ cm.}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} (23.24^3 + 21.76^3) + 15 \times 3.39 \times (21.76 - 2)^2$$

$$I_0 = 248406.53 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.331 \times 6.6^4}{10819 \times 10^3 \times 248406.53 \times 10^{-8}} = 0.011 \leq f = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79$$

$f = 0.011 \text{ m} < f = 0.79 \text{ m} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

3.5.2.9. Récapitulatif :

- La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- Armatures principales :

En travée : $A_t = 3\text{HA}12 \text{ (filante)} + 2\text{HA}12 \text{ (chapeaux)} = 5.65 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales : 1 cadre et 1 trier en HA8

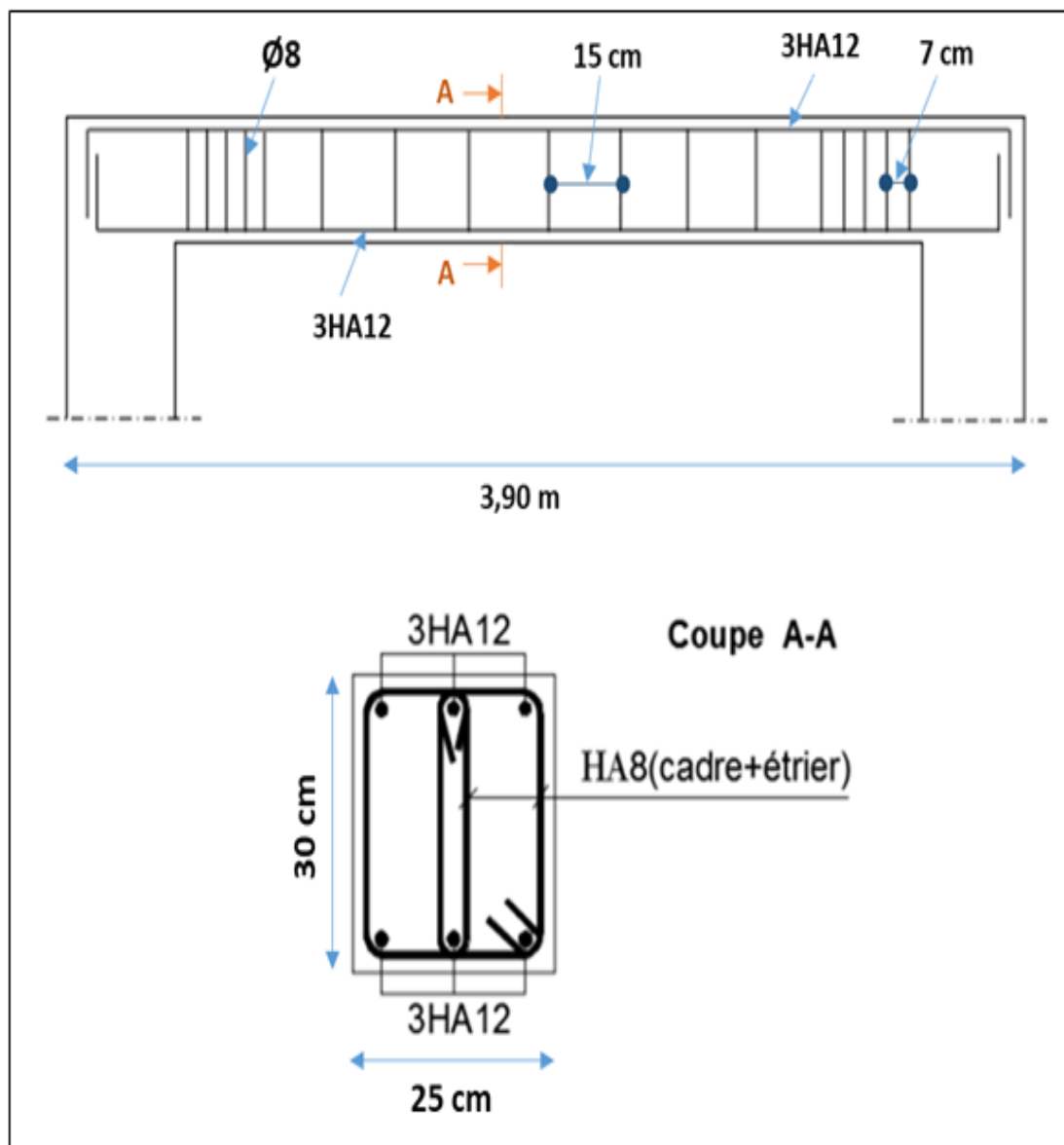


Figure III.48 : Ferrailage de la poutre de chaînage

3.4. Etude de la poutre palière :

3.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est destinée à supporter son poids propre et la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera en flexion simple.

3.4.2. Etude de la poutre palière de l'escalier droit à deux volées et un palier :

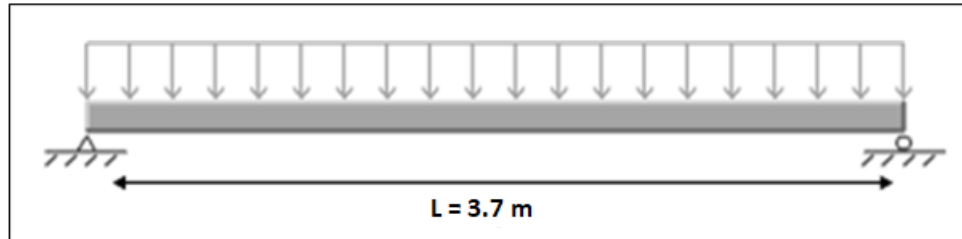


Figure III.49 : Schéma statistique de la poutre palière.

3.4.2.1. Pré-dimensionnement :

La poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

3.4.2.2. Détermination des charges :

-Poids propre de la poutre de chaînage :

$$G_1 = b \times h \times \rho = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

-Poids propre du mur :

$$G_2 = \rho_{\text{mur}} \times \frac{h_0}{2}$$

$$G_2 = 2.36 \times \frac{3.06}{2} = 3.61 \text{ KN/ml}$$

-Poids totale :

$$G = 3.61 + 2.62 = 6.23 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant à l'appui B :

$$\text{ELU} : T_u = 23.87 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = 17.13 \text{ KN}$$

3.4.2.3. Combinaison à considérer :

• A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + T_u$$

$$q_u = (1.35 \times 6.23) + 23.87$$

$$q_u = 32.3 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 6.23 + 17.13$$

$$q_s = 23.36 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.4. Calcul à l'ELU :

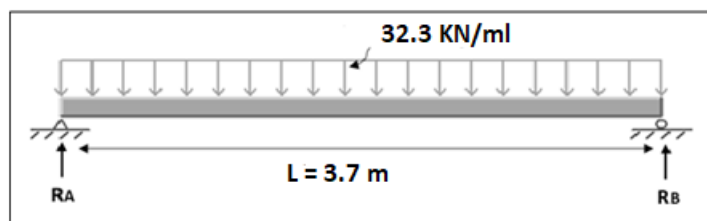


Figure III.50 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32.3 \times 3.7^2}{8} = 55.27 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{32.3 \times 3.7}{2} = 59.75 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 \times 55.27 = -16.6 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0.85 \times 55.27 = 47 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes à l'ELU :

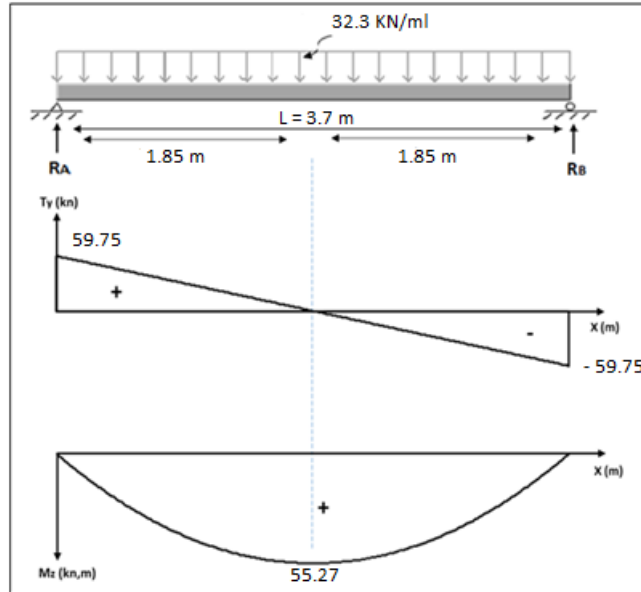


Figure III.51 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

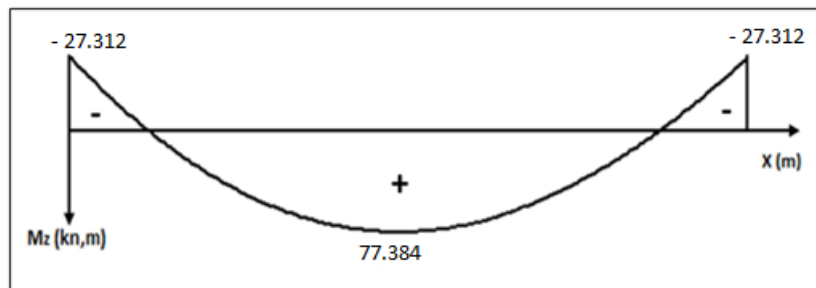


Figure III.52 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.

3.4.2.5. Calcul des armatures :

- Aux appuis : $M_u^a = 16.6$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.6 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.6 \times 10^3}{0.987 \times 33 \times 348} = 1.464 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **3HA12 = 3.39 cm²**.

- En travée : $M_u^t = 47$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.101 \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47 \times 10^3}{0.946 \times 33 \times 348} = 4.32 \text{ cm}^2.$$

On opte sur une section d'armatures : **3HA12 (filante) + 2HA12 (chapeaux) = 5.65 cm²**

3.4.2.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 (30) \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 59.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{59.75 \times 10^3}{300 \times 330} = \mathbf{0.60 \text{ MPa.}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{59.75 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = \mathbf{1.77 \text{ MPa}}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.77 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Vérification de l'ancrage des armatures :**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_C = 0.4 L_S$

Pour les HA 12 : $L_C = 0.4 \times 42.32 = 17 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t < \min \left(\phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 10 ; 30)$$

$$\phi_t < 10 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 9 \text{ mm}$$

Espacement des barres :

En zone nodale (appuis) : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (8.75 ; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$

On prend : **St = 7cm**

En zone courante (travée) : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$. On prend : **St = 15 cm**

Quantité d'armature transversale minimale :

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.53 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

3.4.2.7. Calcul à l'ELS :

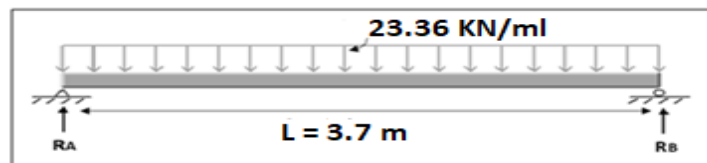


Figure III.53 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

• **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{23.36 \times 3.7^2}{8} = 40 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu \times L}{2} = \frac{23.36 \times 3.7}{2} = 43.2 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 \times 40 = -12 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{ut} = 0.85 \times 40 = 34 \text{ KN.m}$

• Diagramme des efforts internes à l'ELS :

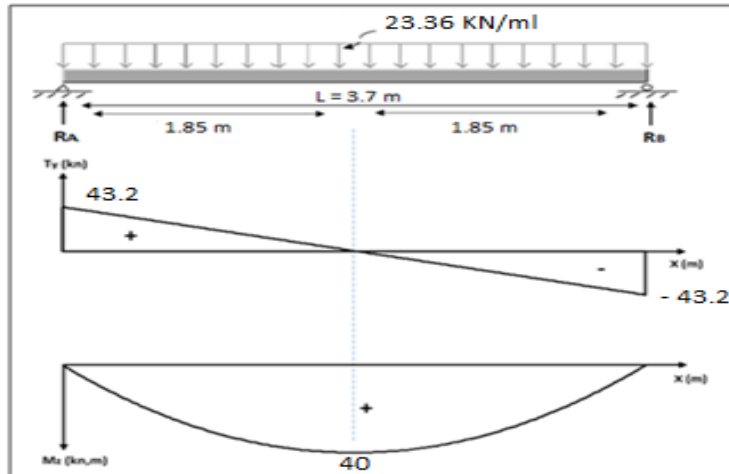


Figure III.54 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

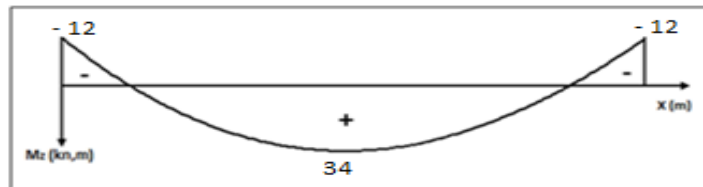


Figure III.55 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

3.4.2.8. Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

En travée : $M_u^t = 34 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 33} = 0.580$$

$$\rho = 0.580 \begin{cases} \beta_1 = 0.887 \\ K_1 = 29.25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{34 \times 10^3}{0.887 \times 33 \times 5.65} = 205.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 205.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{205.5}{29.25} = 7.02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $M_u^a = 12 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = \mathbf{0.342}$$

$$\rho = 0.342 \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ K_1 = 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = \mathbf{118.01 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 118.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{118.01}{39.95} = 2.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0.081 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$0.081 > 0.0625 \rightarrow$ **condition vérifiée**

$$\frac{h}{l} = 0.094 \geq \frac{Mts}{10M_0} = \frac{34}{10 \times 55.27} = 0.061$$

$0.094 > 0.061 \rightarrow$ **condition vérifiée**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$0.0034 < 0.0105 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Les 3 conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.4.2.9. Récapitulatif :

• **La poutre palière a pour dimension : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

• **Armatures principales :**

Aux appuis : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3HA12 \text{ (filante)} + 2HA12 \text{ (chapeaux)} = 5.65 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales : 1 cadre et 1 trier en HA8

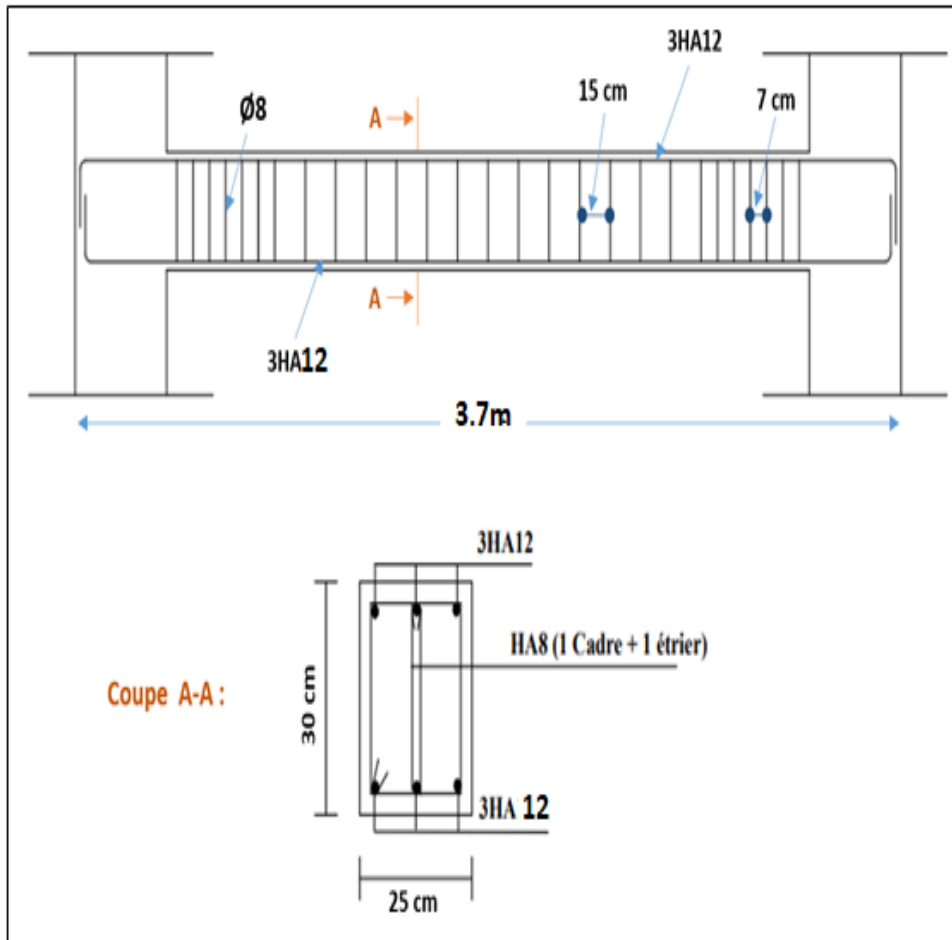


Figure III.56 : Schémas de ferrailage de la poutre palière.



Chapitre **IV**

Modélisation selon logiciel
ETABS

Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuse, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettant d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose des nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique de structure dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...**etc.

Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel **ETABS**.

1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamique est statique.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

2. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.1.4.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



Figure IV.1 : Icône d'ETABS.

- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

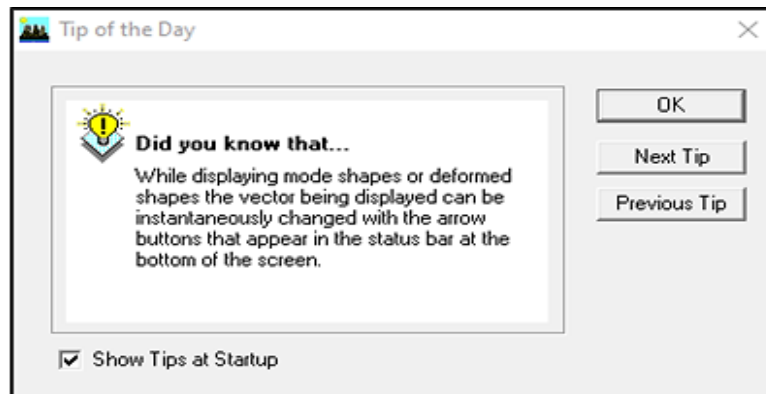


Figure IV.2 : Fenêtre de dialogue.

3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Affectation des éléments définis au model.
- Définition des charges statique (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
 - Chargement des éléments.
 - Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

3.1. Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

3.1.1. Le choix d'unité :

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.



Figure IV.3 : choix de l'unité.

3.1.2. Géométrie de base :

En haut de l'écran on sélectionne file puis New model, cette option permet de créer rapidement un modèle régulier.

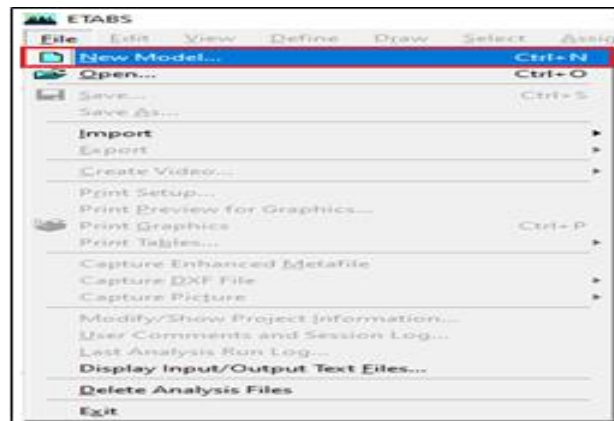


Figure IV.4 : commande création d'un nouveau modèle.

Une page de dialogue sous le titre **New Modèle Initialisation** s'affiche puis on clique **No**.

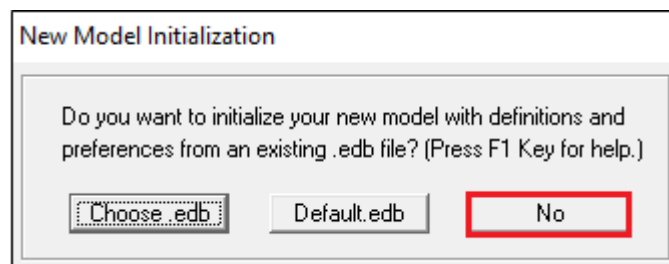


Figure IV.5 : création d'un nouveau modèle.

Une fenêtre sous le nom de **Building Plan Grid System and Story Data Définition** qui va s'ouvrir nous permet d'introduire les paramètres suivants :

- 1- Le nombre de lignes dans la direction X.
- 2- Le nombre de lignes dans la direction Y ;
- 3- Espacement des travées dans le sens X.
- 4- Espacement des travées dans le sens Y.
- 5- Le nombre d'étage.
- 6- La hauteur des étages courants.
- 7- La hauteur du rez de chaussée (RDC).
- 8- La hauteur des entre sol.

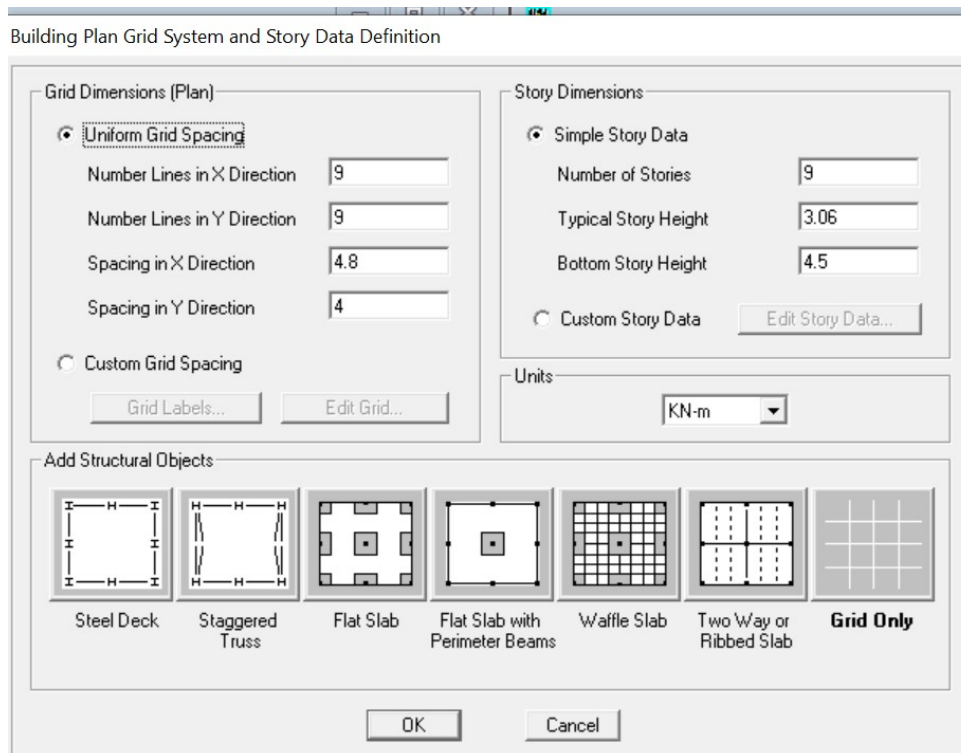


Figure IV.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.

On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d'accéder à l'interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan.

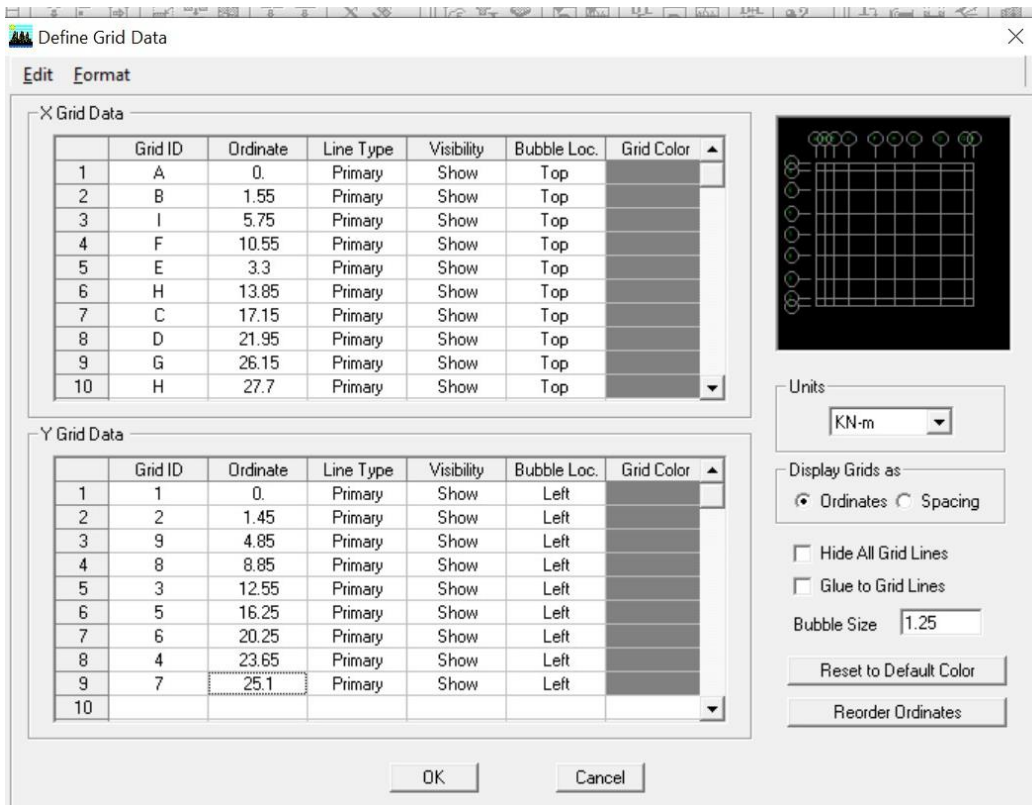


Figure IV.7 : instruction des lignes de construction en plan.

Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom Story Data** puis sur **Edit Story Data** :

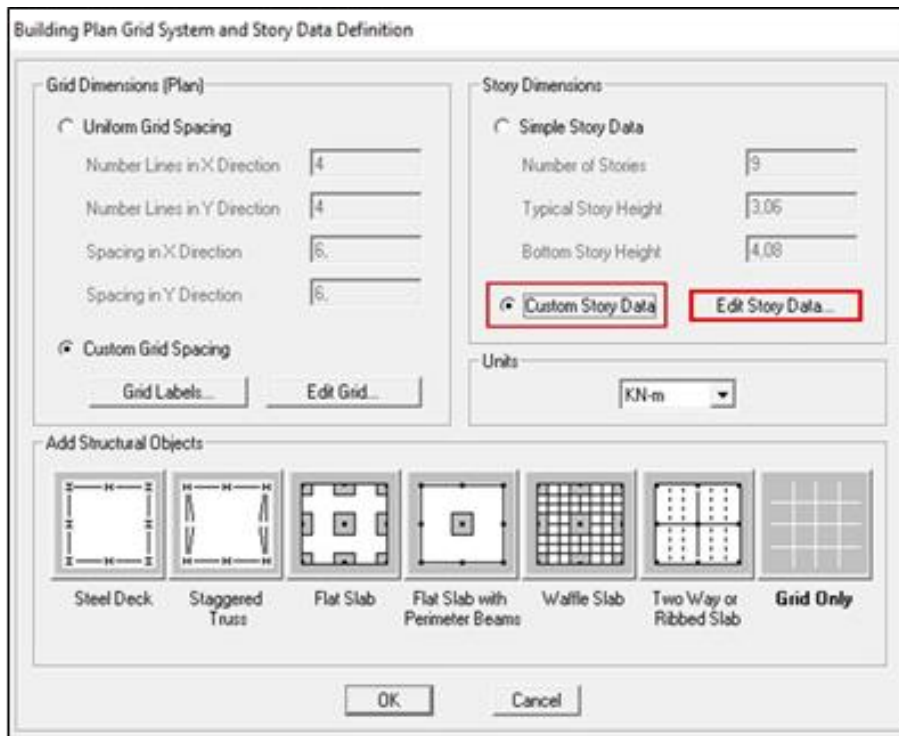


Figure IV.8 : instruction des lignes de construction en élévation.

Chapitre IV : Modélisation selon logiciel ETABS

Dans la boîte de dialogue qui apparaît **Story Data**, on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cette étage principale à tous ceux qui lui son identique.

Story Data

| | Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|---------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 10 | ETAGE6 | 3.06 | 27.71 | Yes | | No | 0. |
| 9 | ETAGE5 | 3.06 | 24.65 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 8 | ETAGE4 | 3.06 | 21.59 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 7 | ETAGE3 | 3.06 | 18.53 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 6 | ETAGE2 | 3.06 | 15.47 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 5 | ETAGE 1 | 3.06 | 12.41 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 4 | RDC | 4.9 | 9.35 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 3 | E/SOL2 | 2.21 | 6.29 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 2 | E/SOL1 | 4.08 | 4.08 | No | ETAGE6 | No | 0. |
| 1 | BASE | | 0. | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.9 : instruction des lignes de construction en élévation.

Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

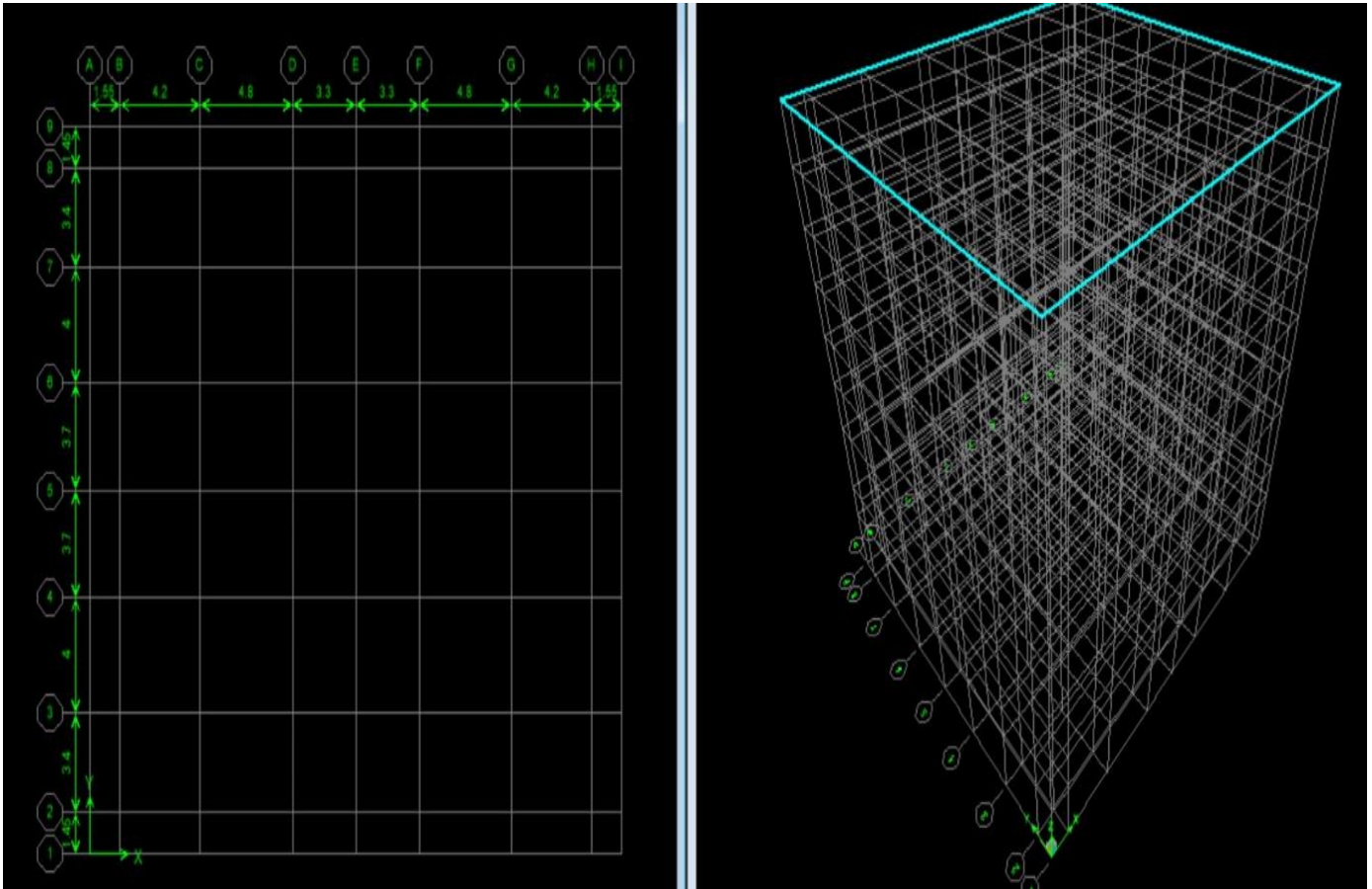



Figure IV.10 : Représentation de la structure en 2D *Figure IV.11 : Représentation de la structure en 3D.*

3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define puis **Material Properties** ou bien sur l'icône , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

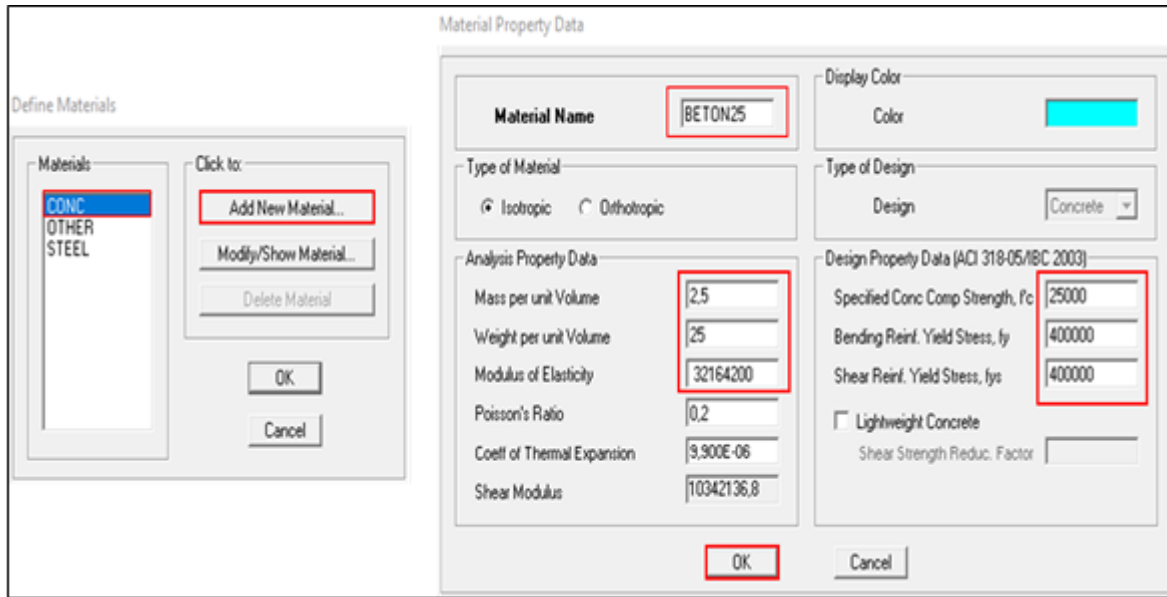


Figure IV.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Define puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche **Define Materials** ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivantes :

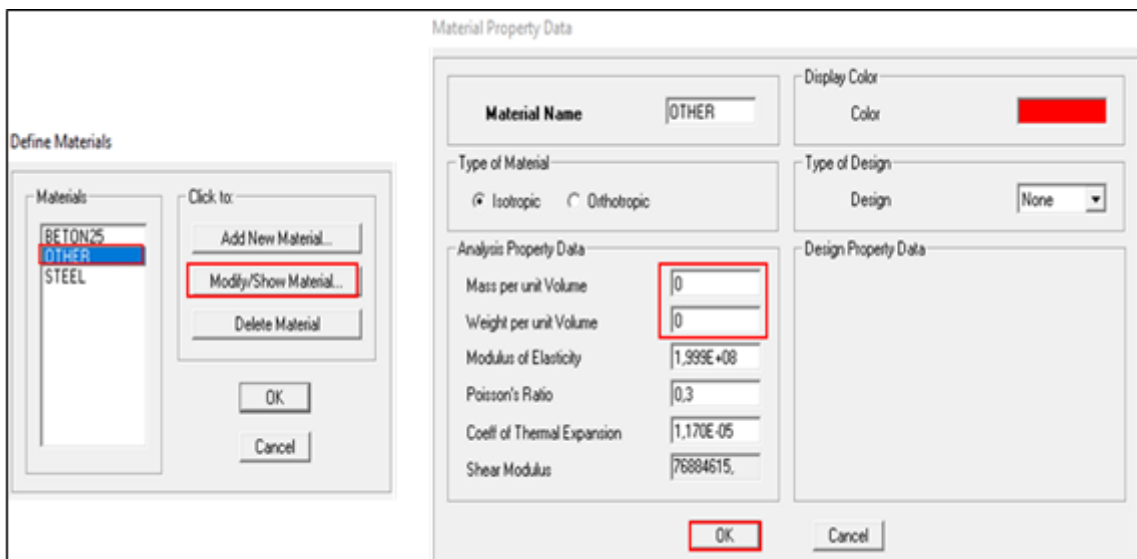


Figure IV.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER.

3.3. Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poteaux, les poutres principales et secondaires, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

3.3.1. Poteaux et poutres :

On clique sur **Define** puis sur **Frame sections**, dans l'icône qui s'affiche-t-on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis en clique sur **Delete property**.

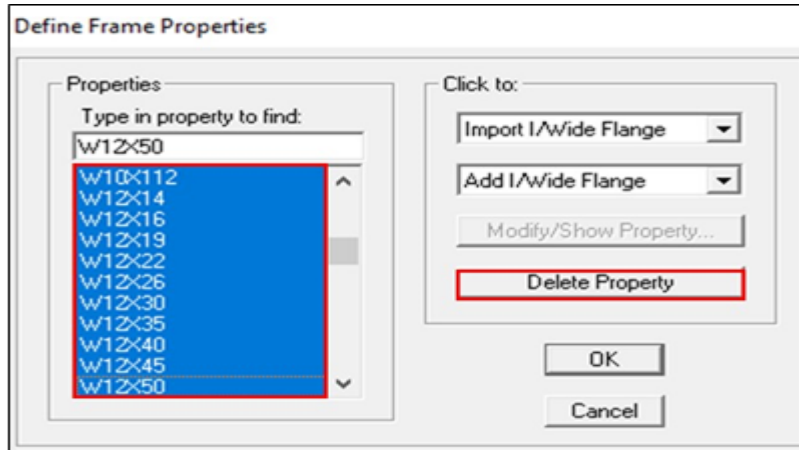


Figure IV.14 : introduction des éléments barres.

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.

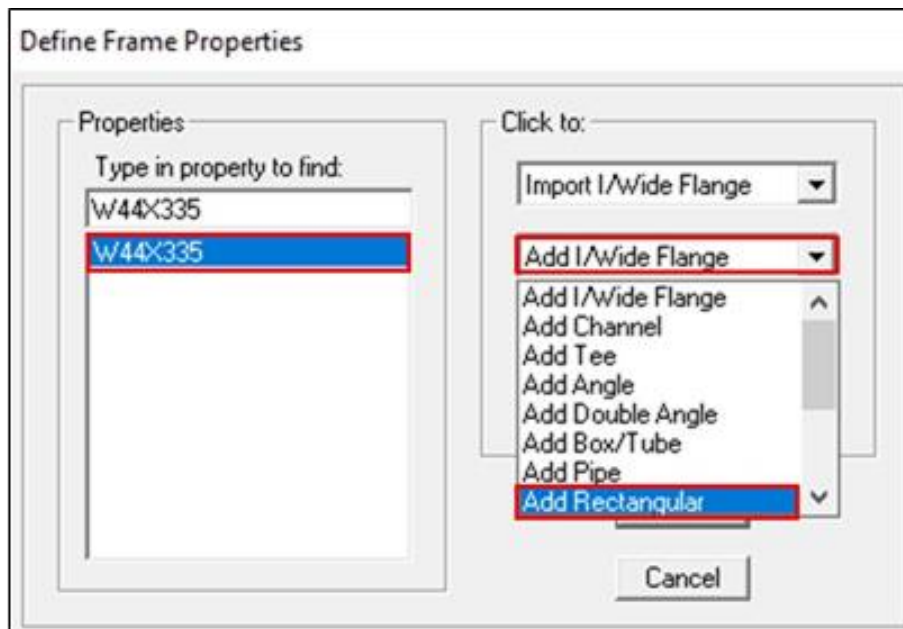


Figure IV.15 : introduction des coffrages de poutres.

En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

► Poutres principales PP 30X40 :

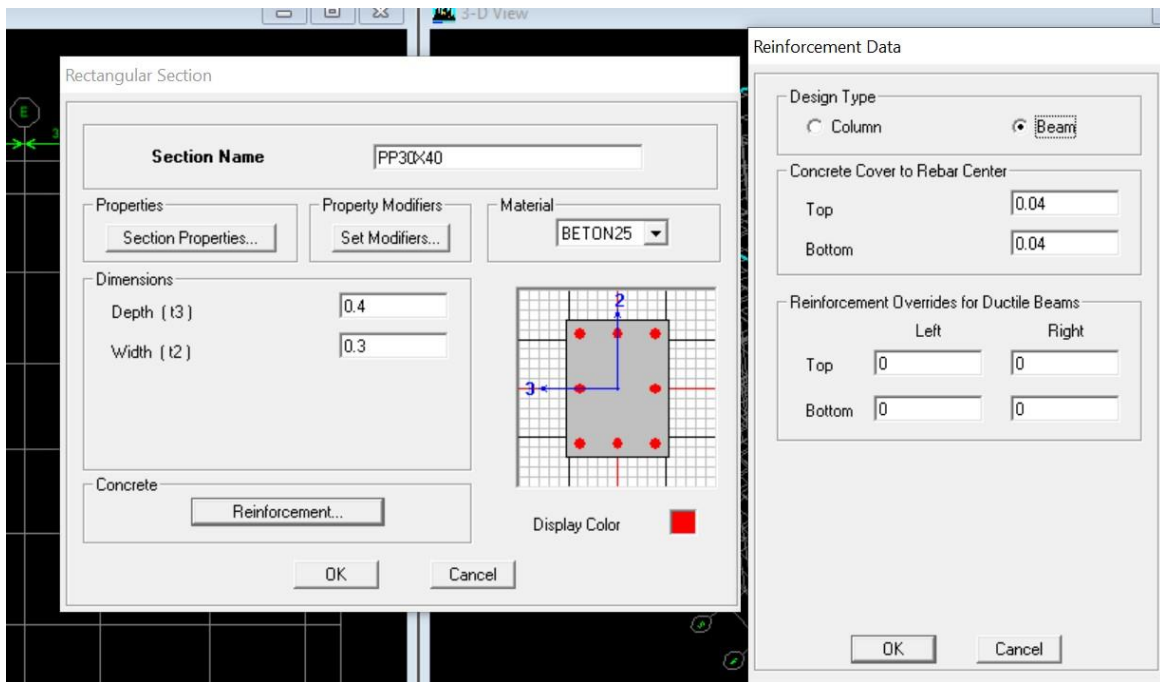


Figure IV.16 : définition des dimensions des poutres principales.

► Poutres secondaires PS 30X35 :

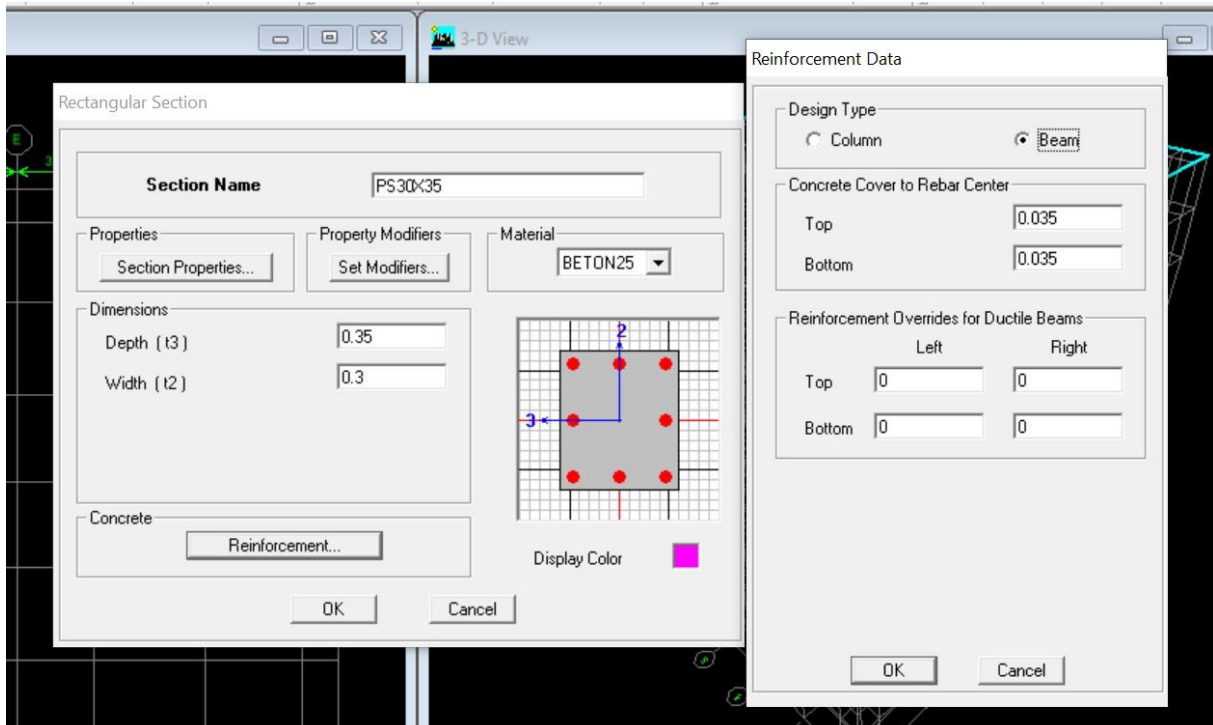


Figure IV.17 : Définition des dimensions des poutres secondaires.

► Poutres de chaînage PC 30X45 :

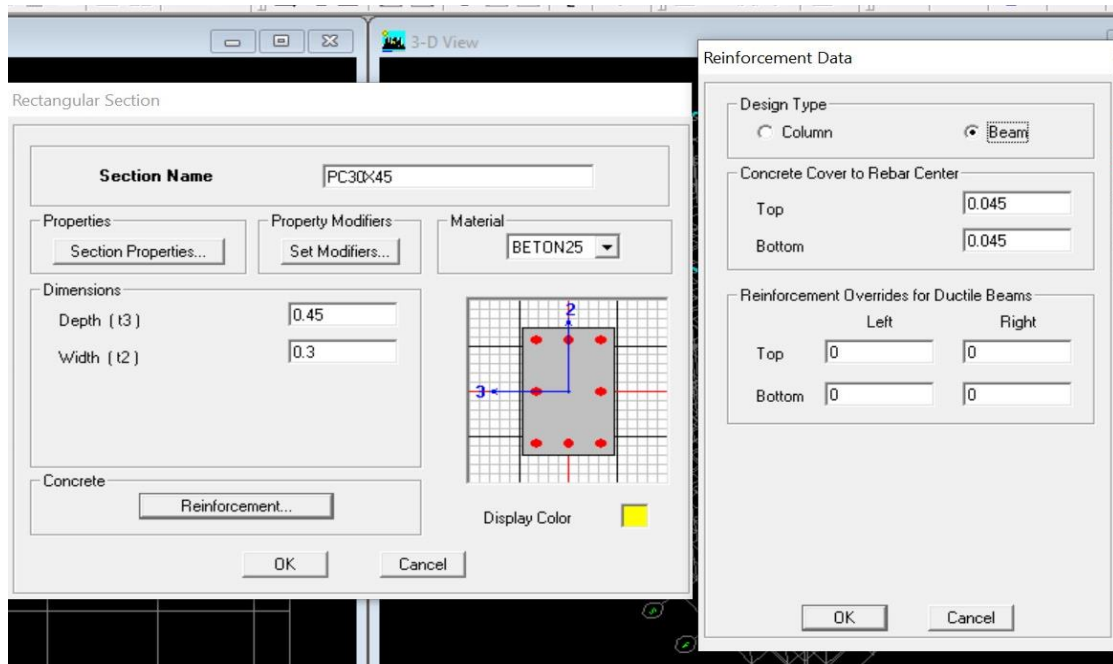


Figure IV.18 : Définition des dimensions des poutres de chaînage.

► Poutre palière 30X35 :

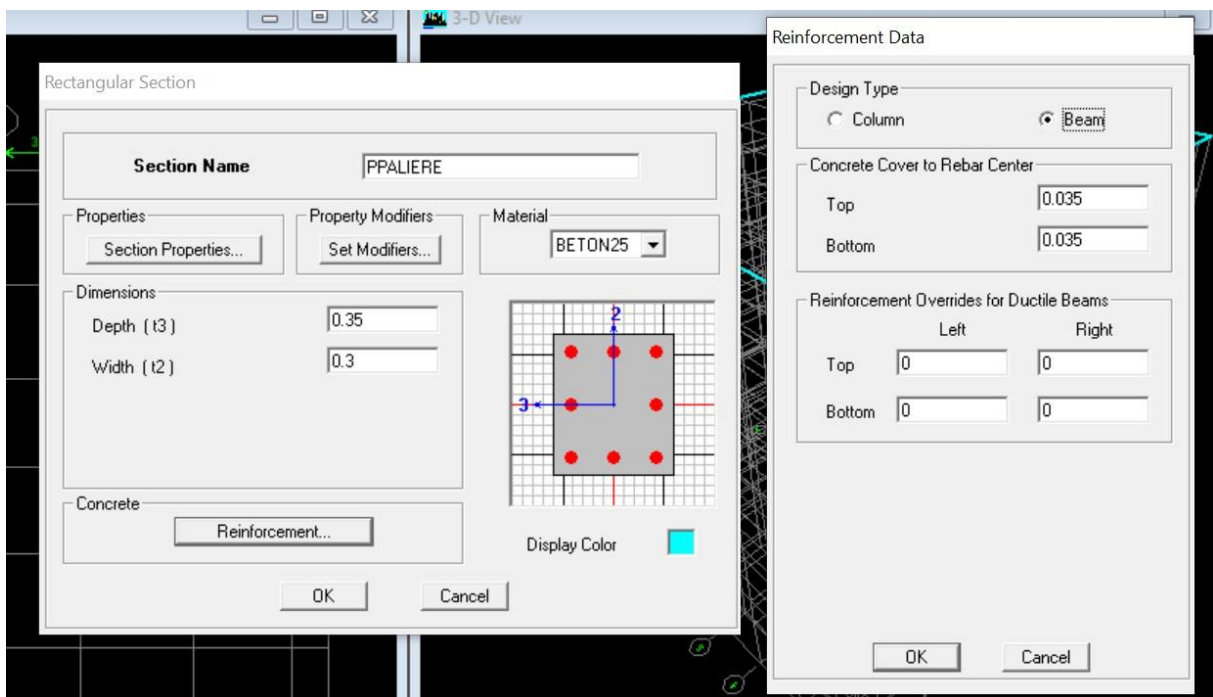


Figure IV.19 : Définition des dimensions de la poutre palière.

► Poteau 30X30 :

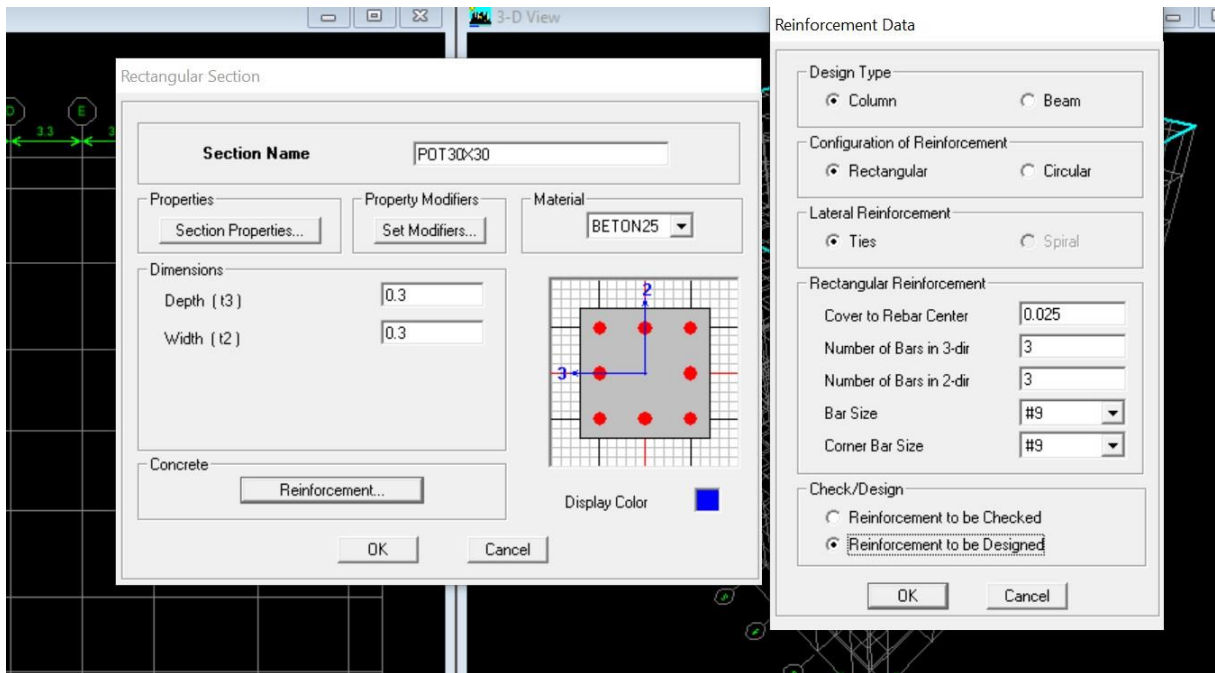


Figure IV.20 : définition des dimensions du poteau 30x30.

► Poteau 35X35 :

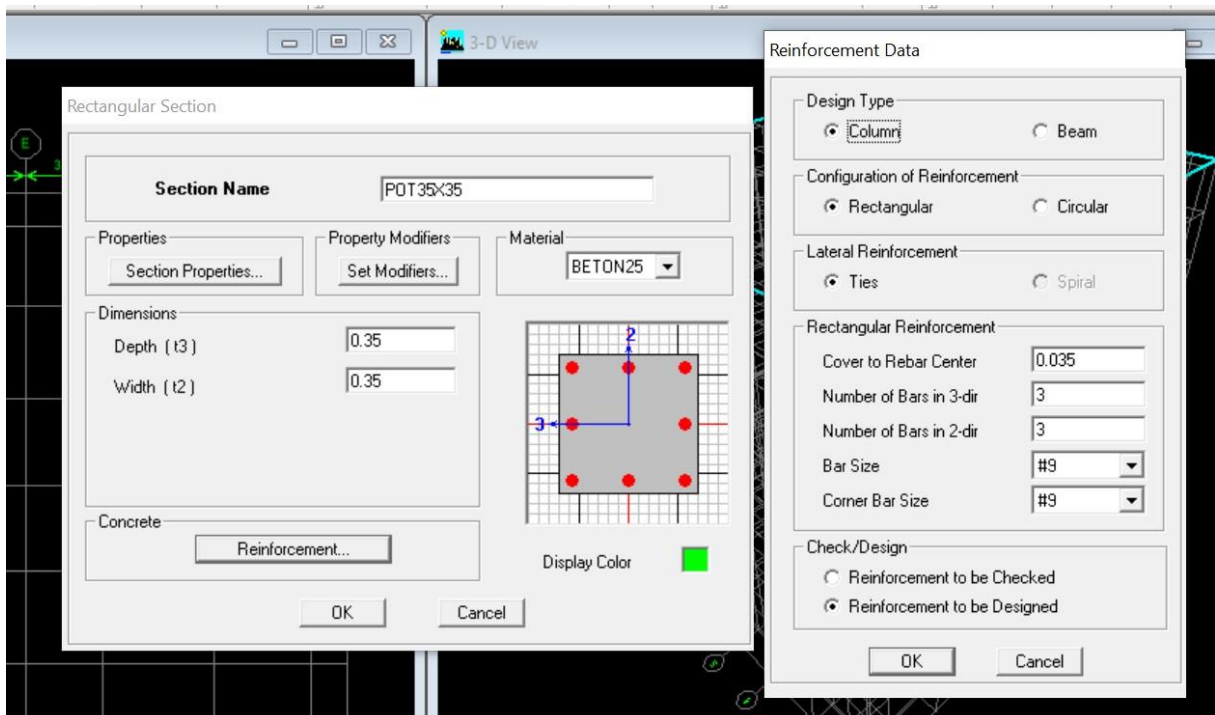


Figure IV.21 : Définition des dimensions du poteau 35x35.

► Poteau 40X40 :

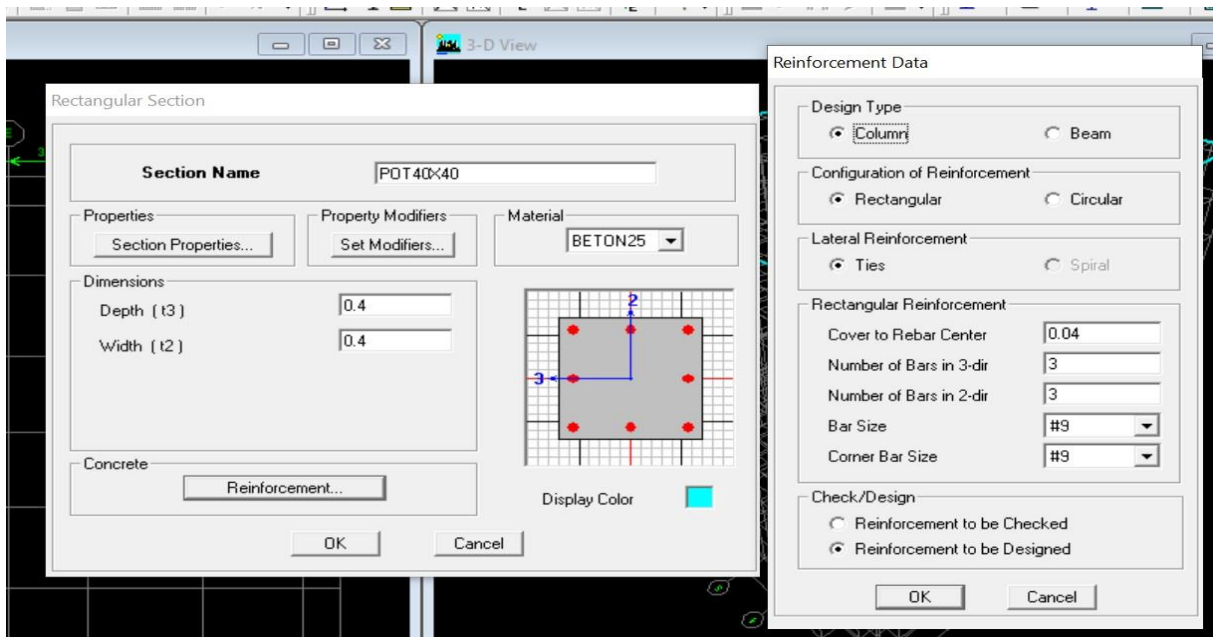


Figure IV.22 : définition des dimensions du poteau 40x45.

3.3.2. Les planchers, dalles pleines et voiles :

► Voile :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

● Pour le voile du RDC et E/SOL :

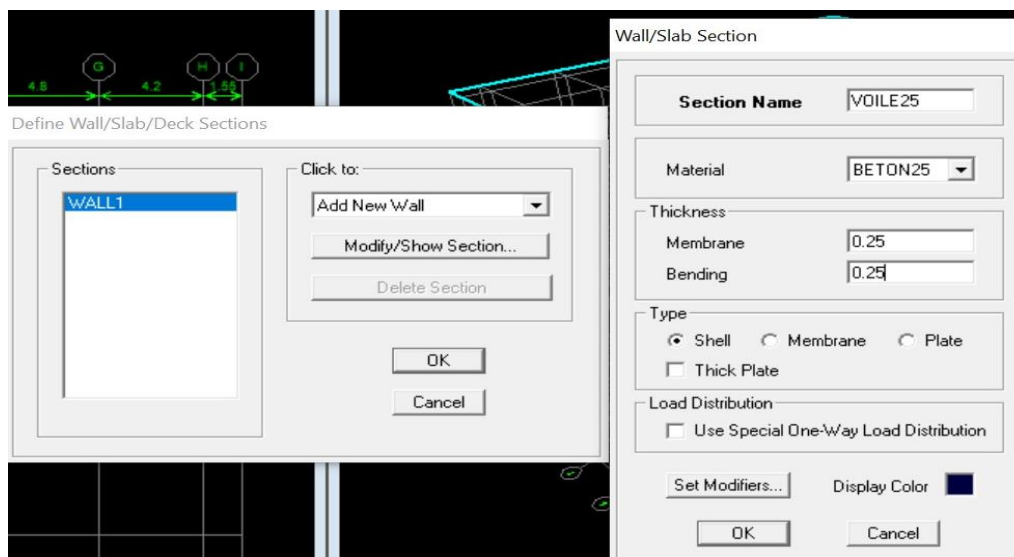


Figure IV.23 : Définition des dimensions de voile du RDC et E/SOL.

- Pour le voile des étages courants :

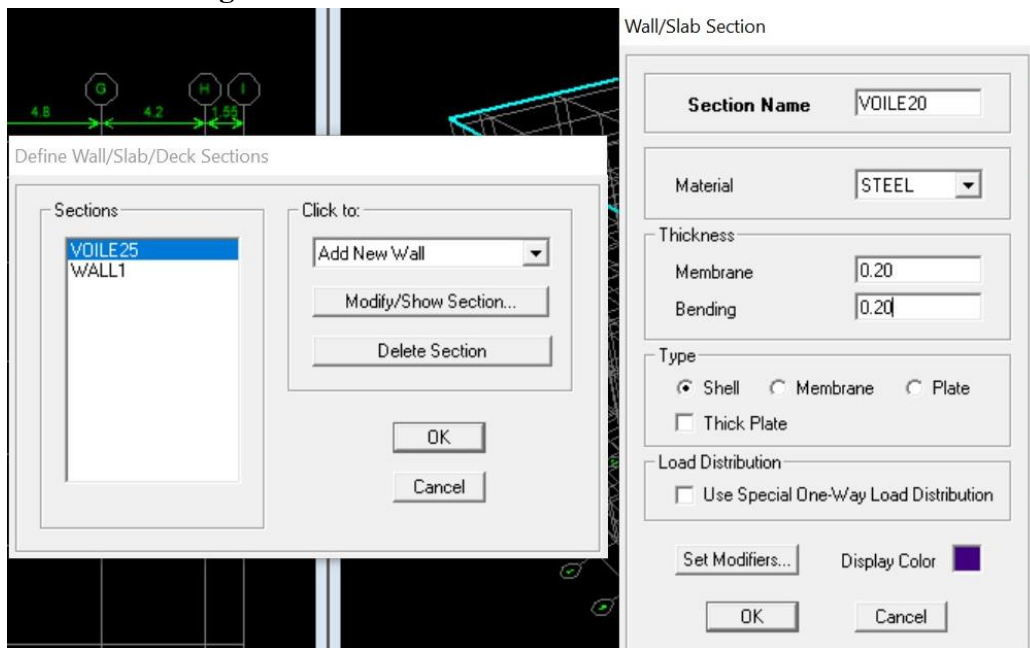


Figure IV.24 : Définition des dimensions de voile des étages courants.

- Plancher :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

- Pour le plancher en corps creux :

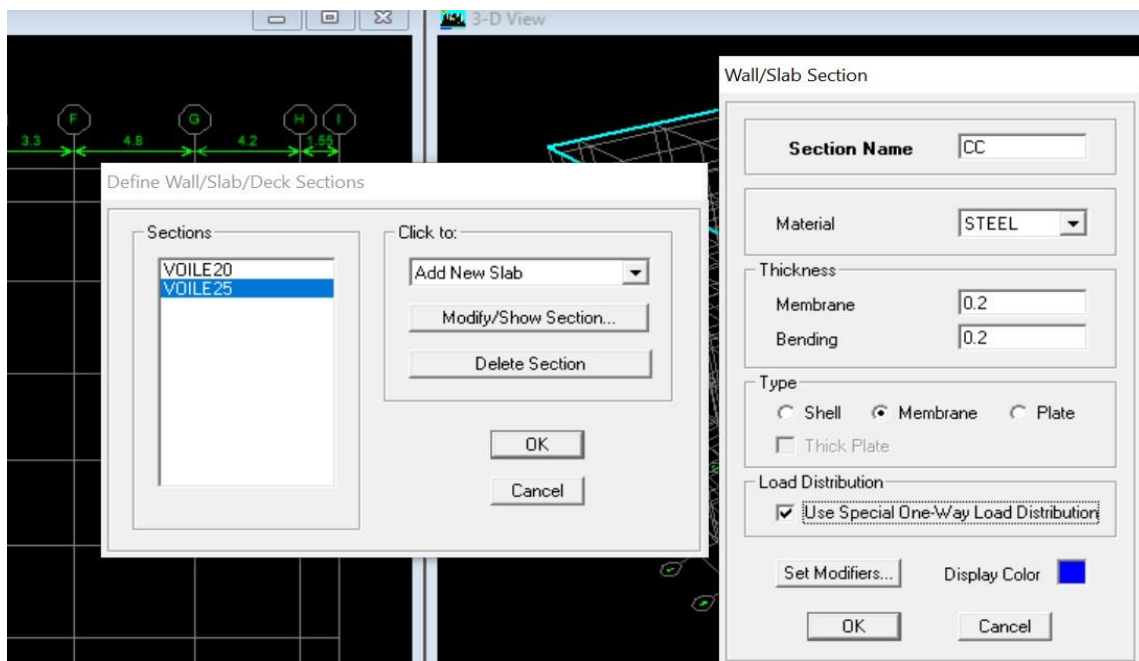


Figure IV.25 : Définition des dimensions des planchers en corps creux.

- Pour la dalle pleine :

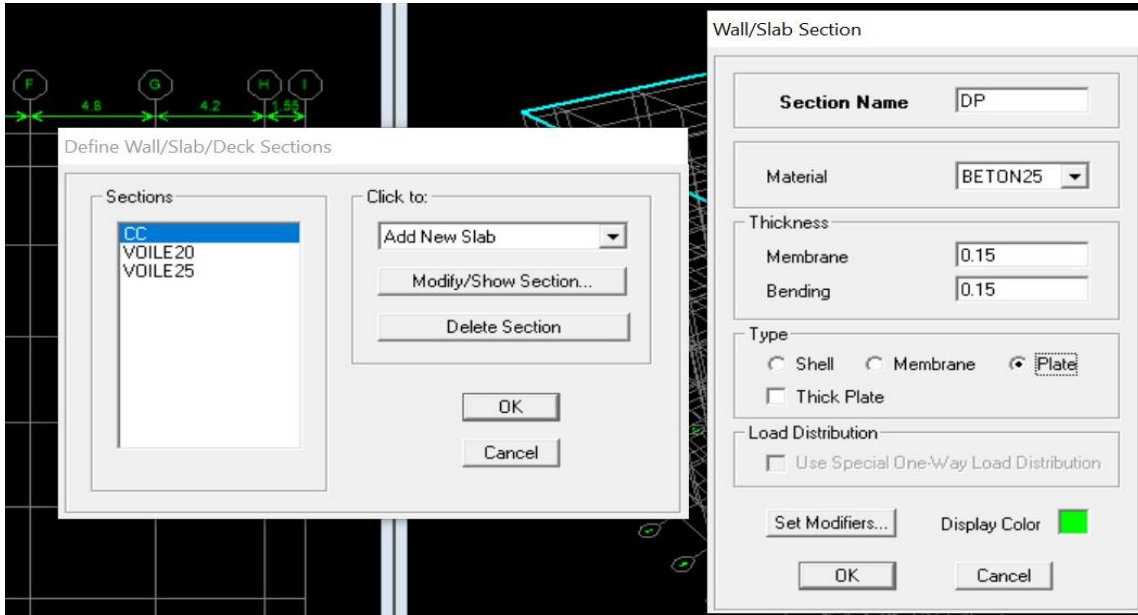


Figure IV.26 : Définition des dimensions de la dalle pleine.

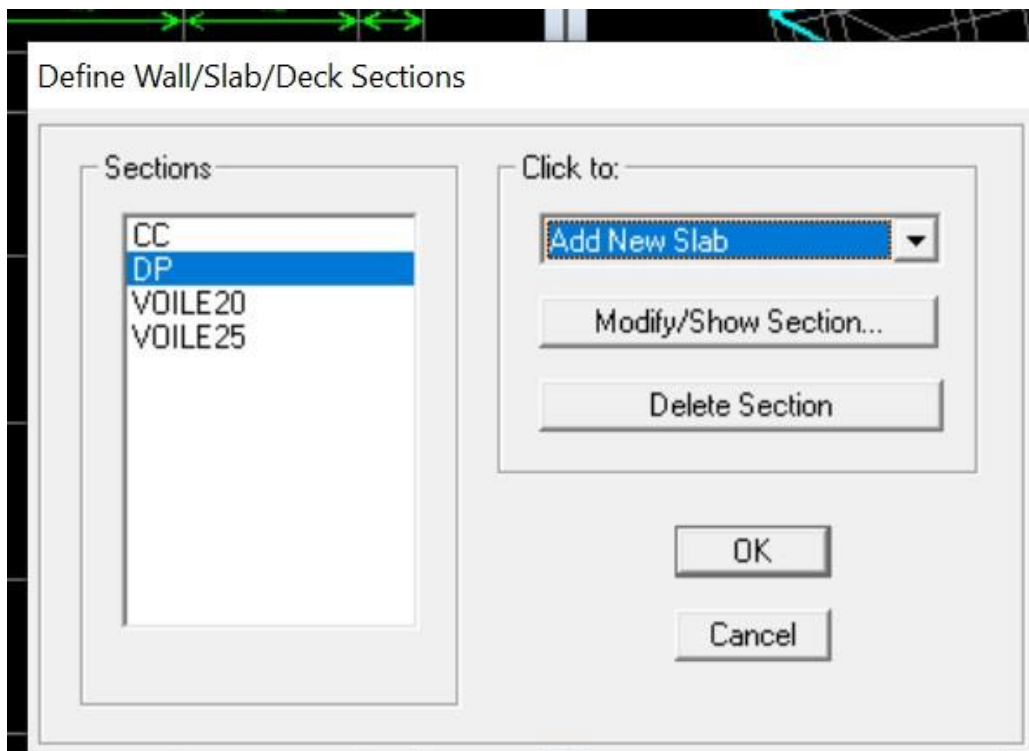



Figure IV.27 : Validation des planchers.

3.4. Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

3.4.1. Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans «**Property of Object** » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

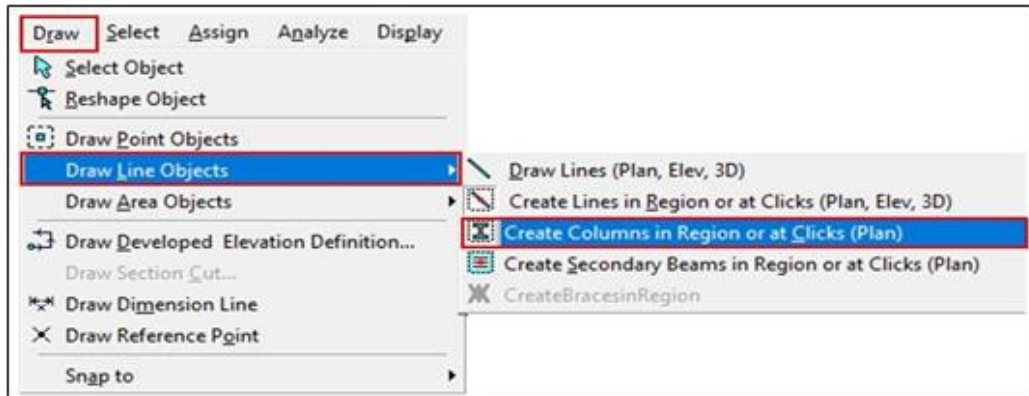


Figure IV.28 : Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

► Entre sol 1, entre sol 2 et RDC :

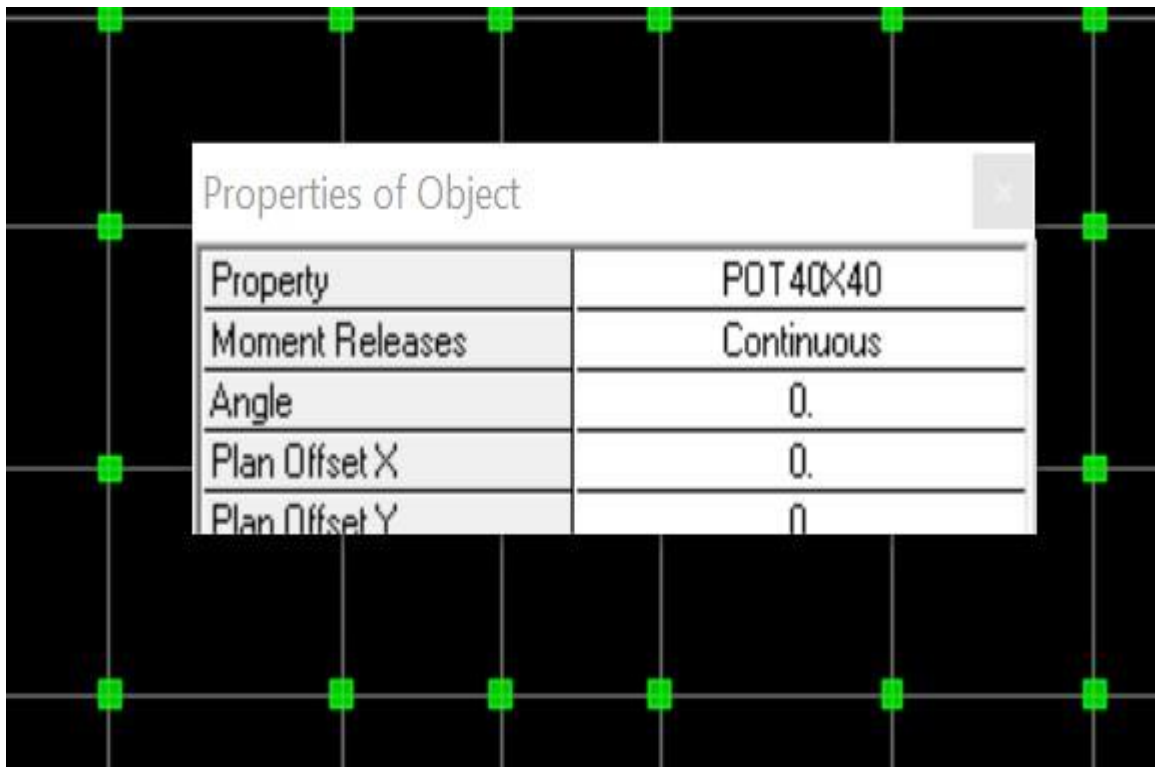


Figure IV.29 : Dessin des poteaux 40x40.

► Etages S,1 et 2 :



Figure IV.30 : Dessin des poteaux 35x35.

► Etages 3, 4 et 5 :

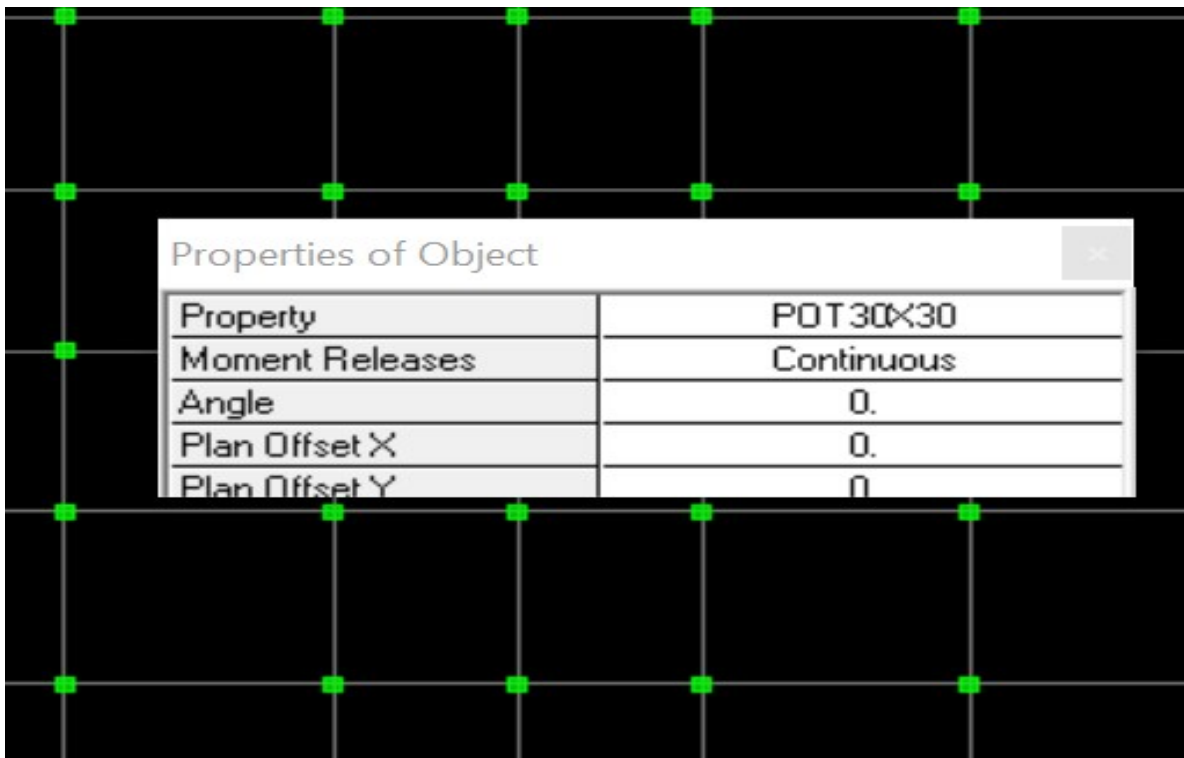



Figure IV.31 : Dessin des poteaux 30x30.

3.4.2. Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, élevo, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

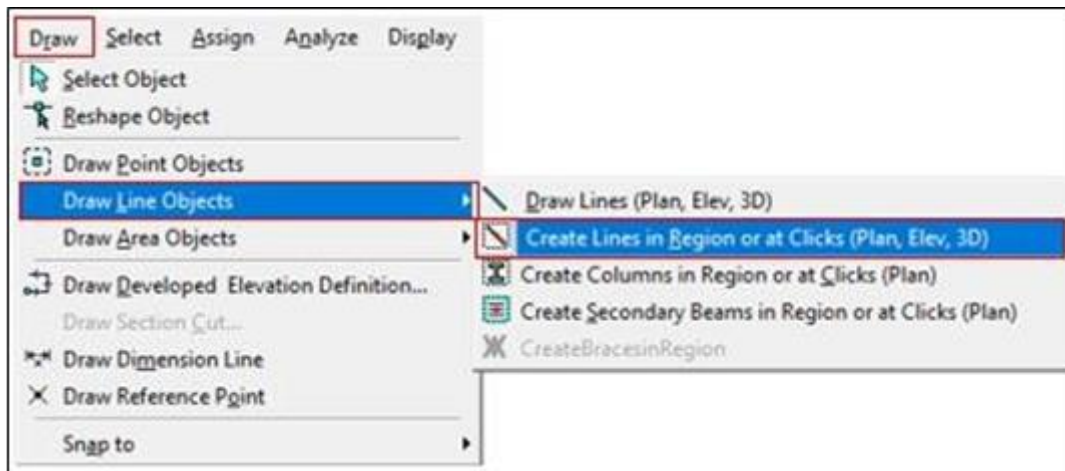


Figure IV.32 : Commande de dessin poutres.

► Poutre principale PP 30X40 :

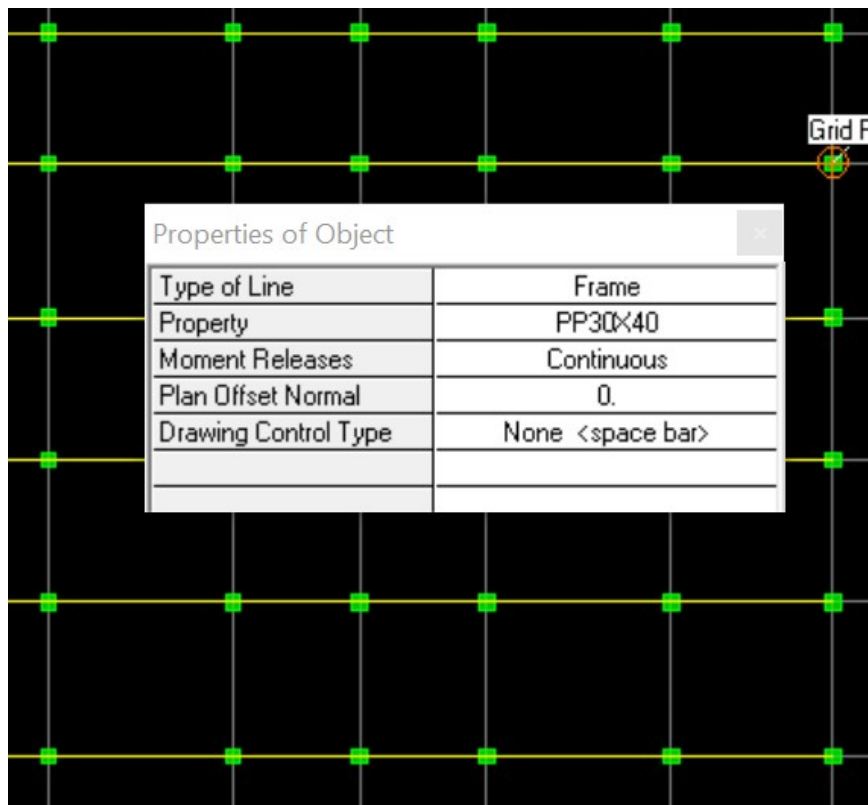


Figure IV.33 : Dessin des poutres principales 30x40.

► Poutre secondaire PS 30X35 :

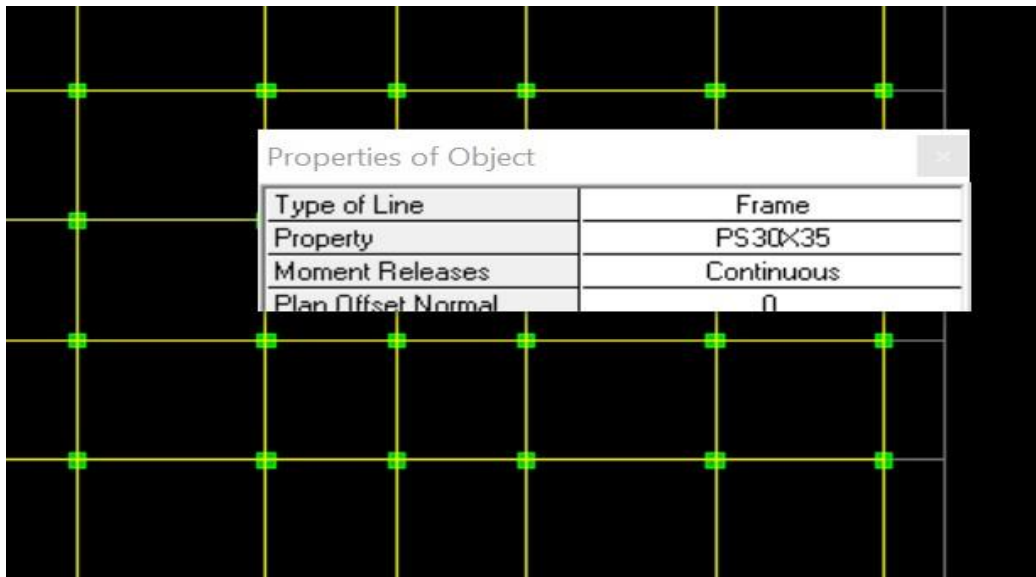



Figure IV.34 : Dessin des poutres secondaires 30x35.

3.4.3. Pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne n haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw AreaObjects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

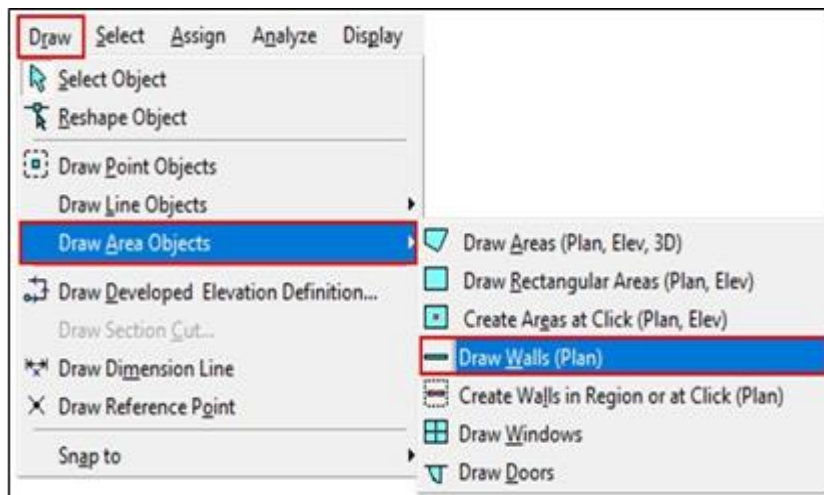


Figure IV.35 : Commande de dessin voile.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le voile.

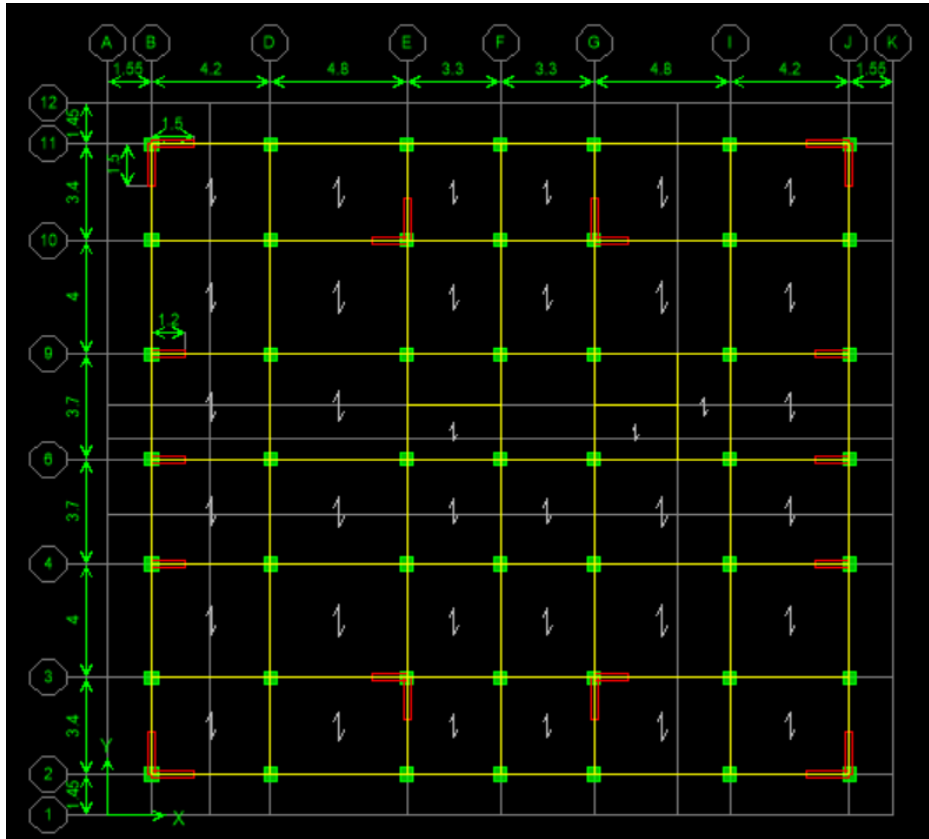



Figure IV.36 : Affectation des voiles

3.4.4. Pour les dalles en corps creux :

Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** ou bien on clique sur l'icône .

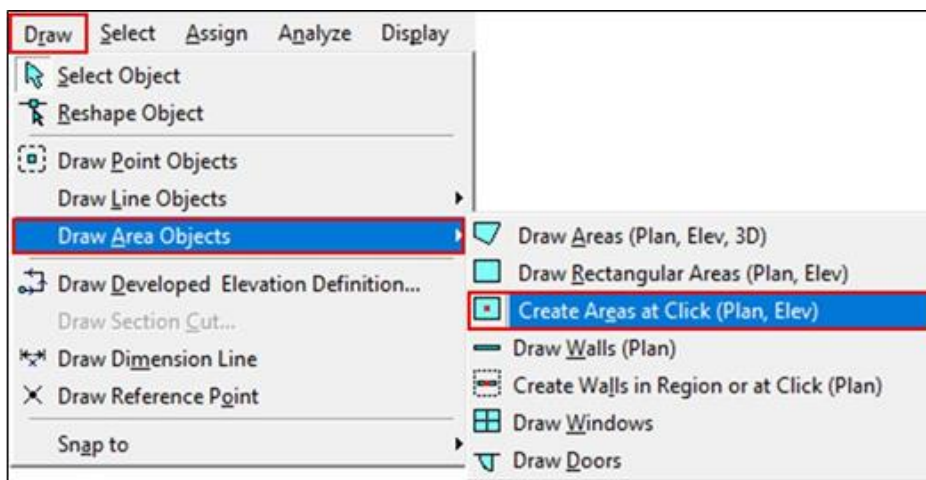


Figure IV.37 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property CC**.

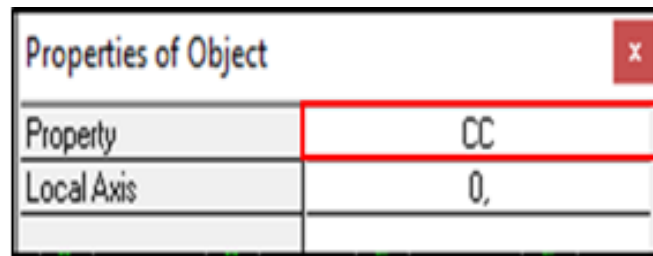



Figure IV.38 : Affectation des dalles en corps creux.

3.4.5. Pour la dalle pleine :

Pour modéliser les dalles pleines on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on clique sur l'icône 

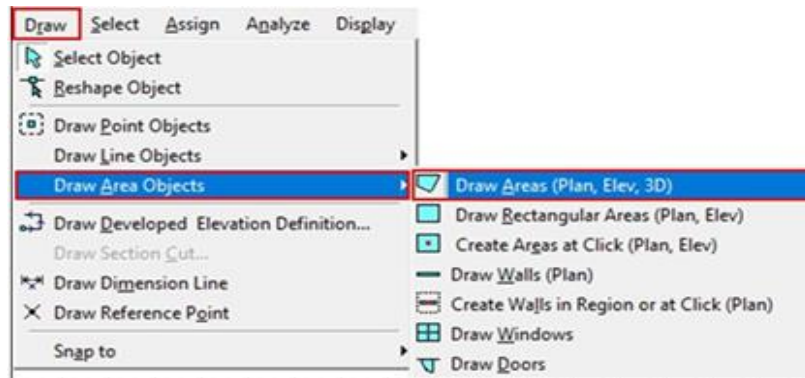


Figure IV.39 : Commande de dessin de dalle pleine

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property DP15**.

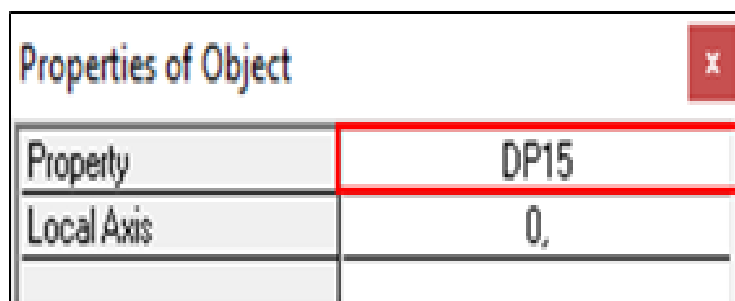


Figure IV.40 : Affectation de la dalle pleine.

Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

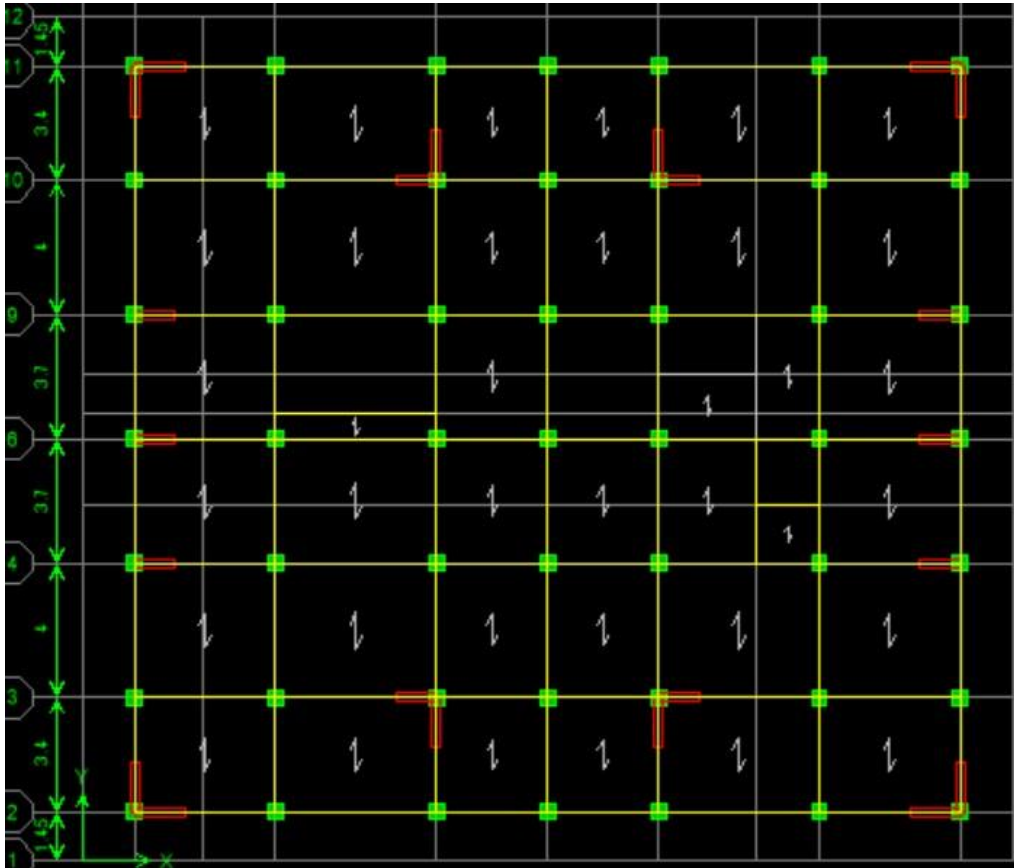



Figure IV.41 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

3.5. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 

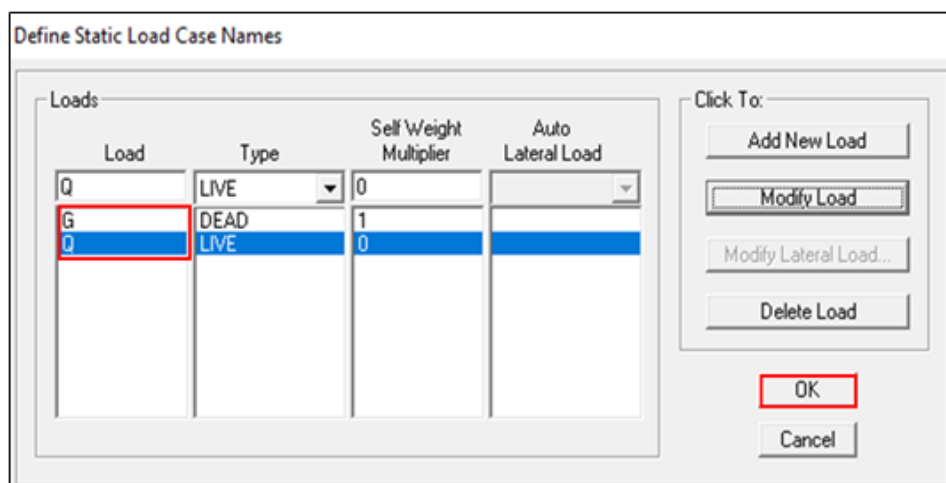


Figure IV.42 : Définition des charges G et Q.

3.6. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leurs cases respectives :

1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité $Q = 1$.

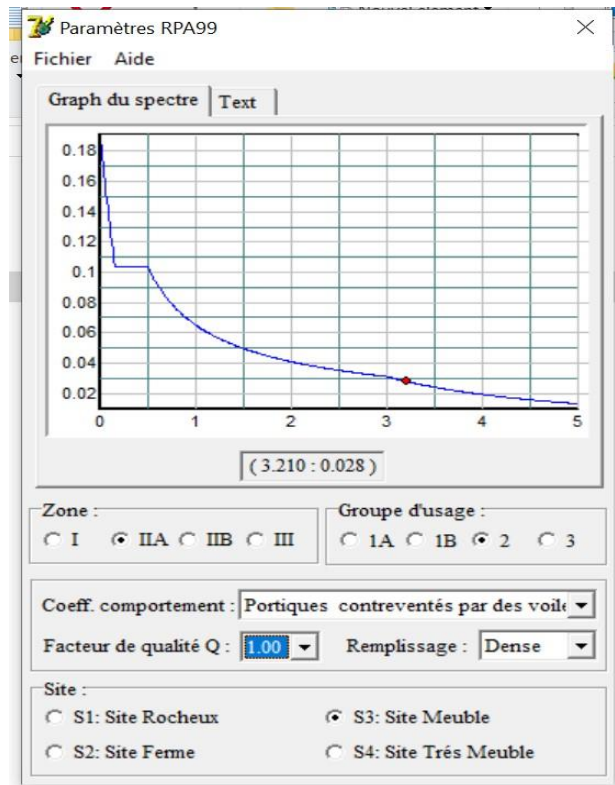


Figure IV.43: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

- Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**.

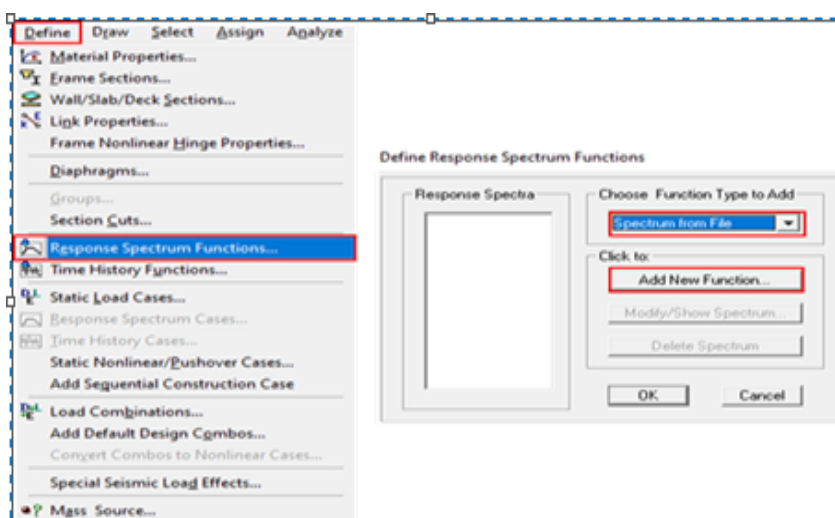


Figure IV.44: commande d'introduction de spectre de réponse.

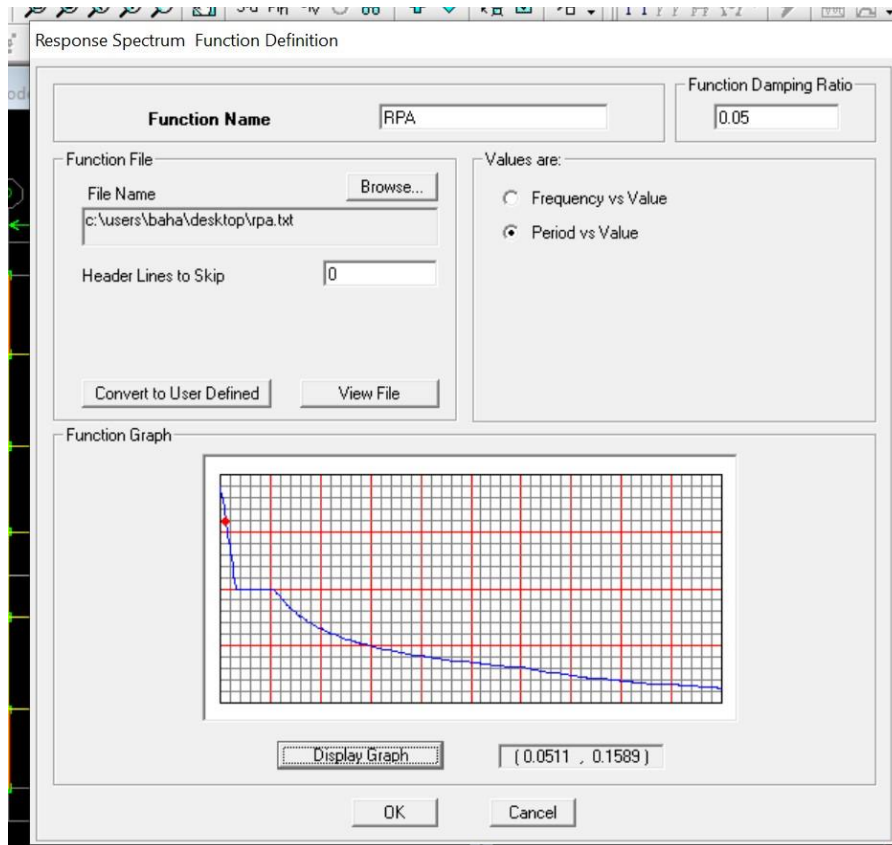



Figure IV.45: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

3.7. Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien sur l'icône 

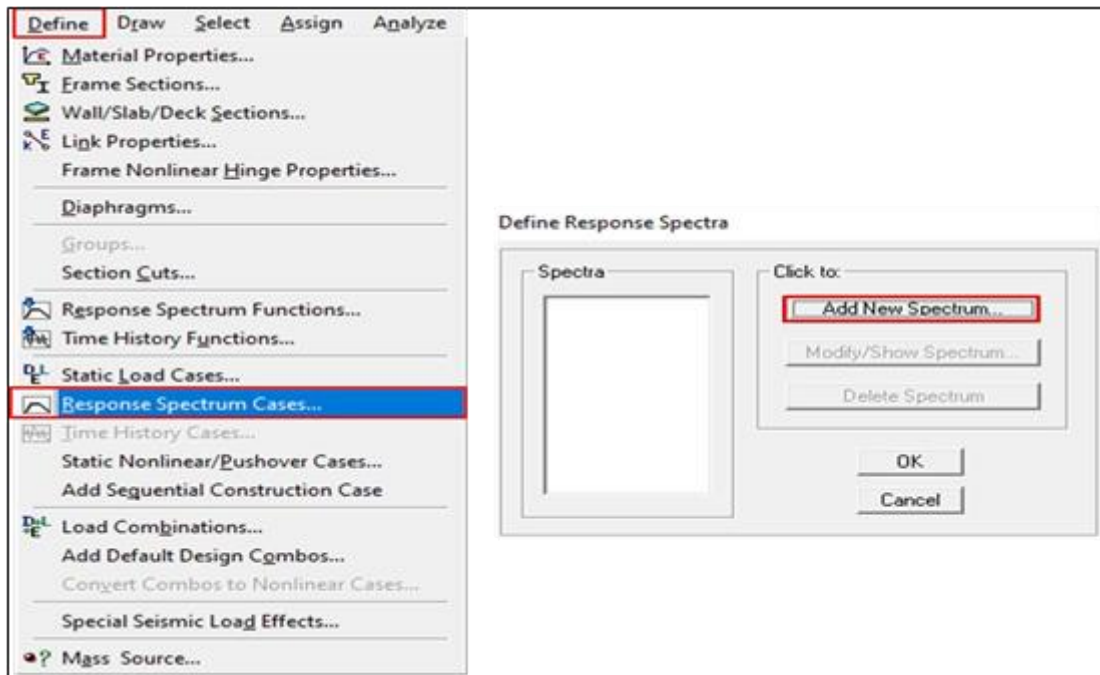
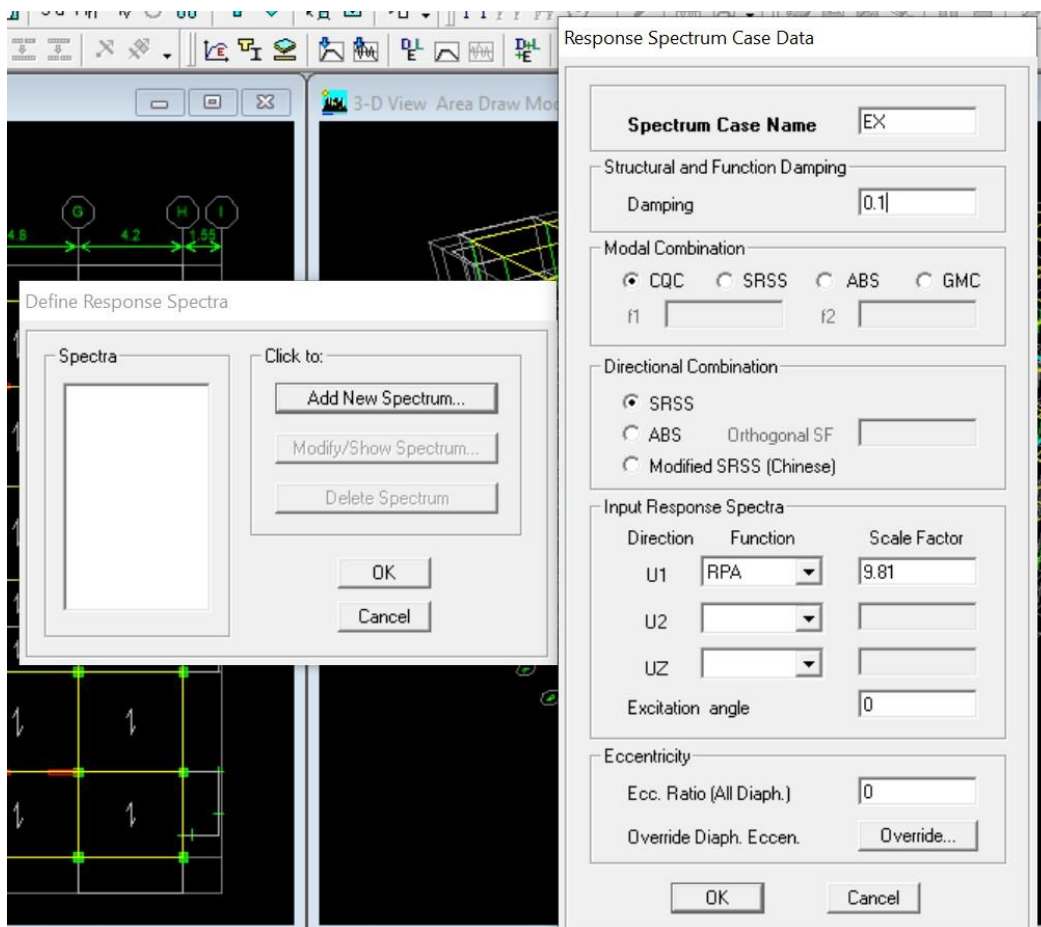


Figure IV.46 : commande d'introduction des cas de charges sismiques.



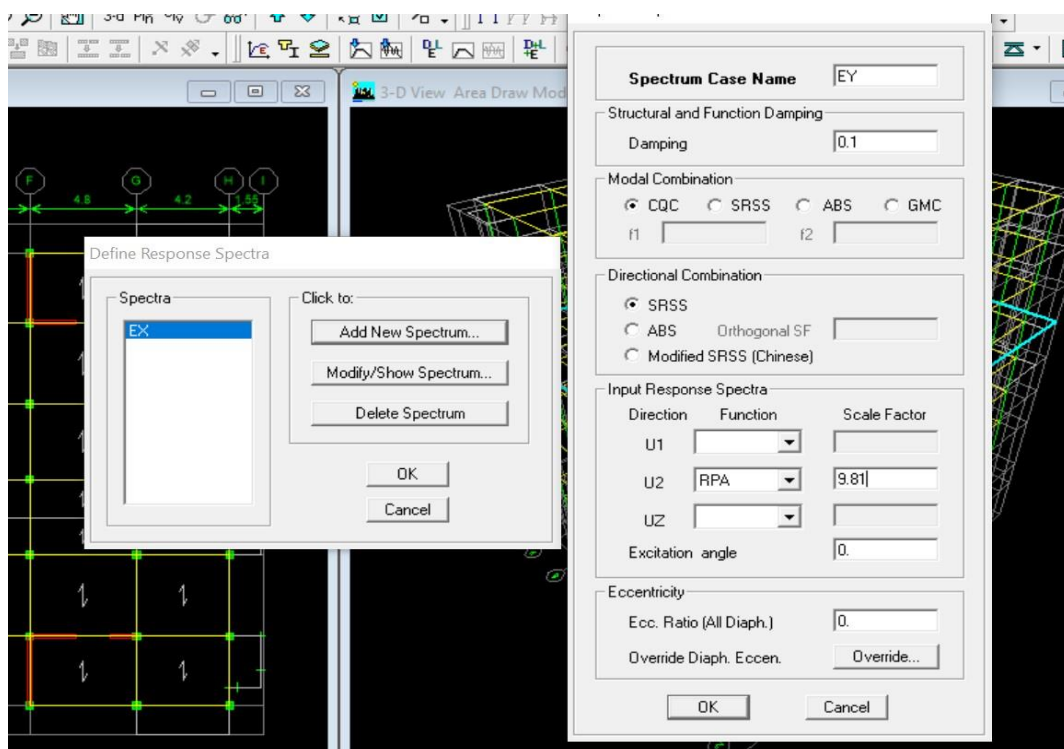



Figure IV.47 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

3.7.1. Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur **Define** puis sur **Massesource...** ou bien directement sur l'icône  puis sur **From Loads**.

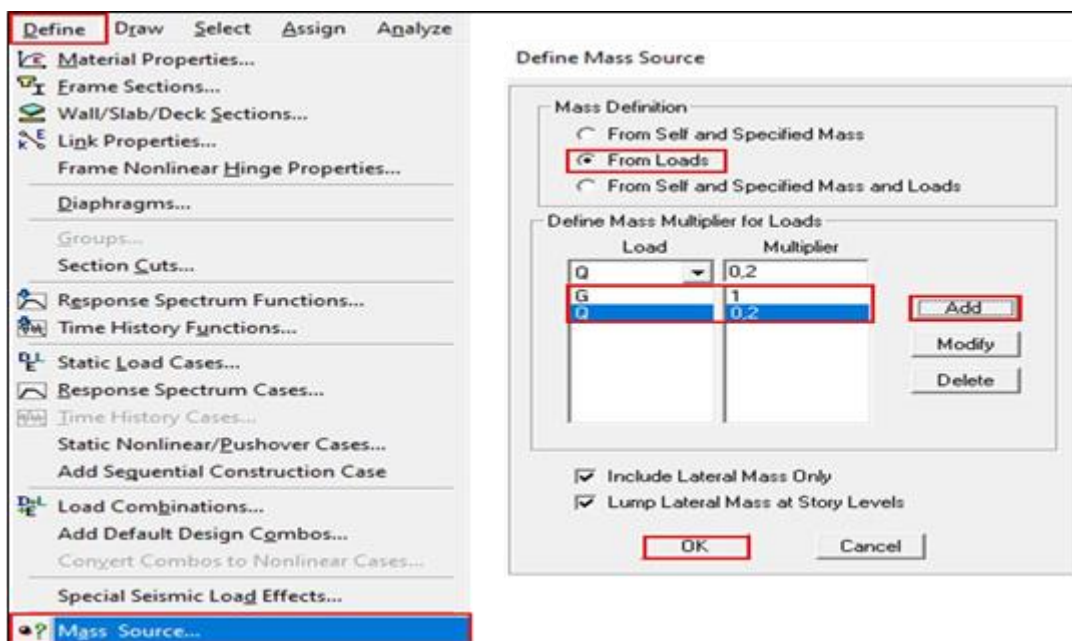



Figure IV.48 : Définition de la masse sismique.

3.7.2. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

► Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assign** puis sur **Joint/point** ensuite **Restreints**, ou bien on clique sur l'icône 

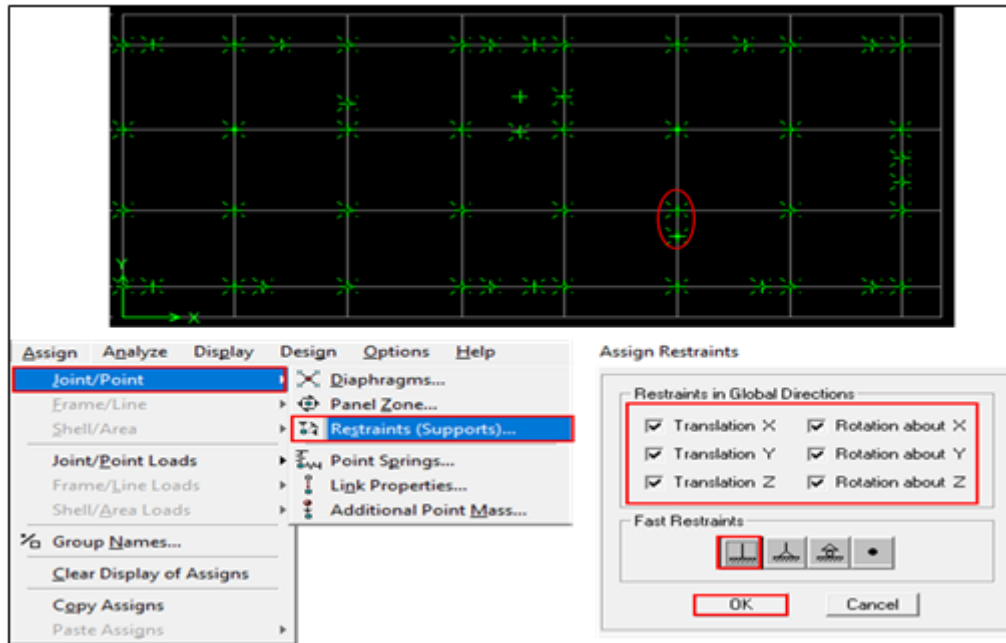



Figure IV.49 : Encastrement de la base de la structure.

► Attribution des diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** puis sur **Joint/Point** ensuite **Diaphragms** ou bien cliquer directement sur l'icône 

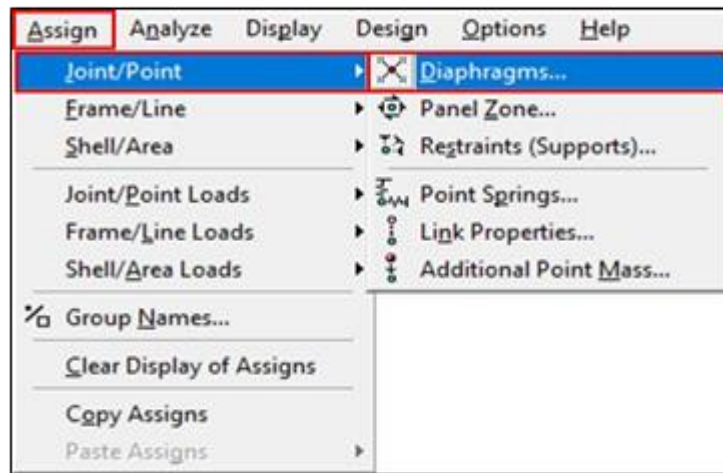


Figure IV.50 : Commande d'introduction d'un plancher rigide.

- On clique sur **Add New Diaphragm** et on le nomme par exemple **D1** pour **story 1** on valide et refait la même opération pour tous les étages.

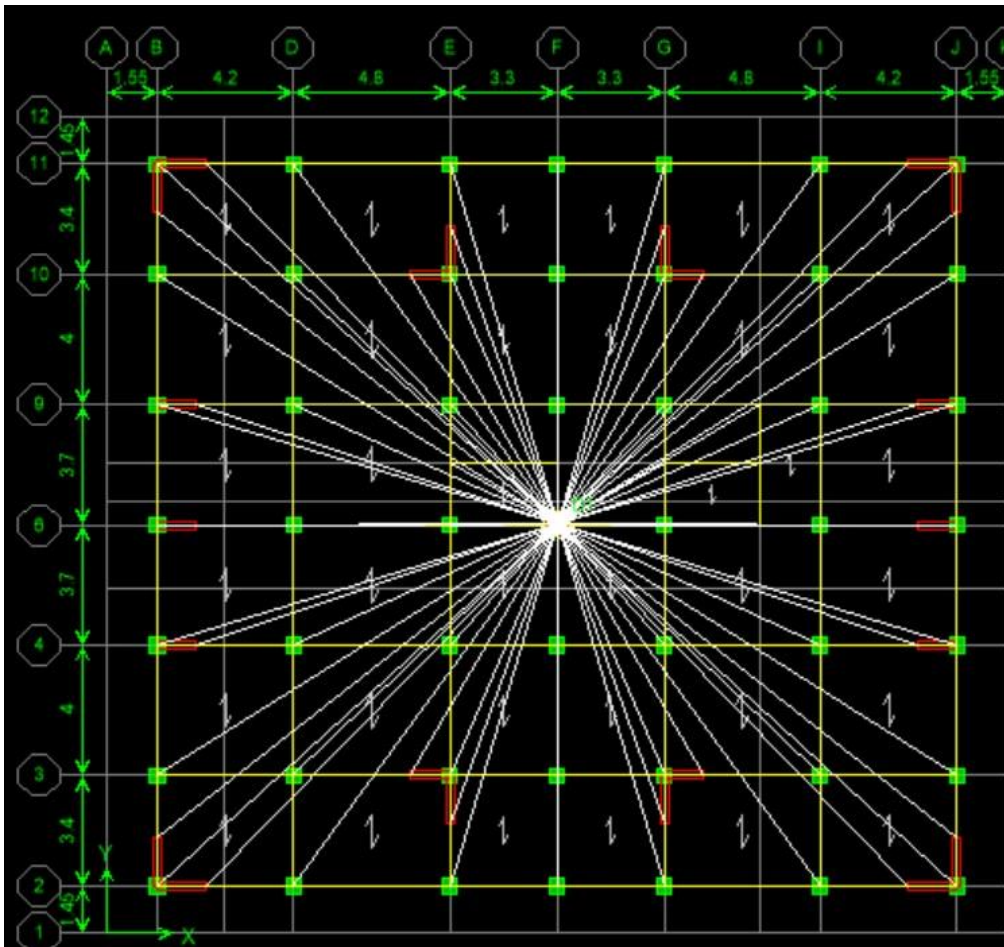



Figure IV.51 : Spécification de diaphragme de chaque plancher.

3.8. Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads** **Combinaisons** ensuite **Add New Combo** ou bien sur l'icône 

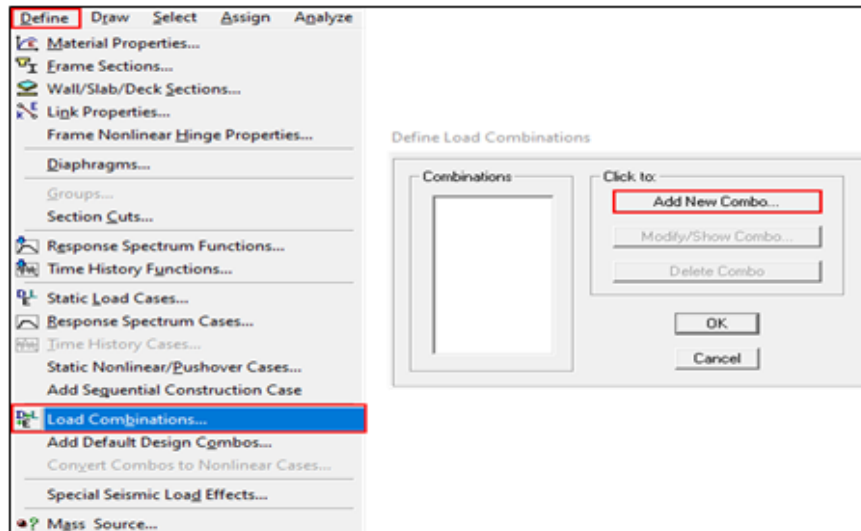


Figure IV.52 : commande d'introduction des combinaisons d'actions.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\mathbf{GQE} : (G + Q + E . G + Q - E)$$

$$\mathbf{08GE} : (0,8G + E . 0,8G - E)$$

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

$$\mathbf{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\mathbf{ELS} : G + Q$$

- **Combinaisons poids : $G + 0,2Q$**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

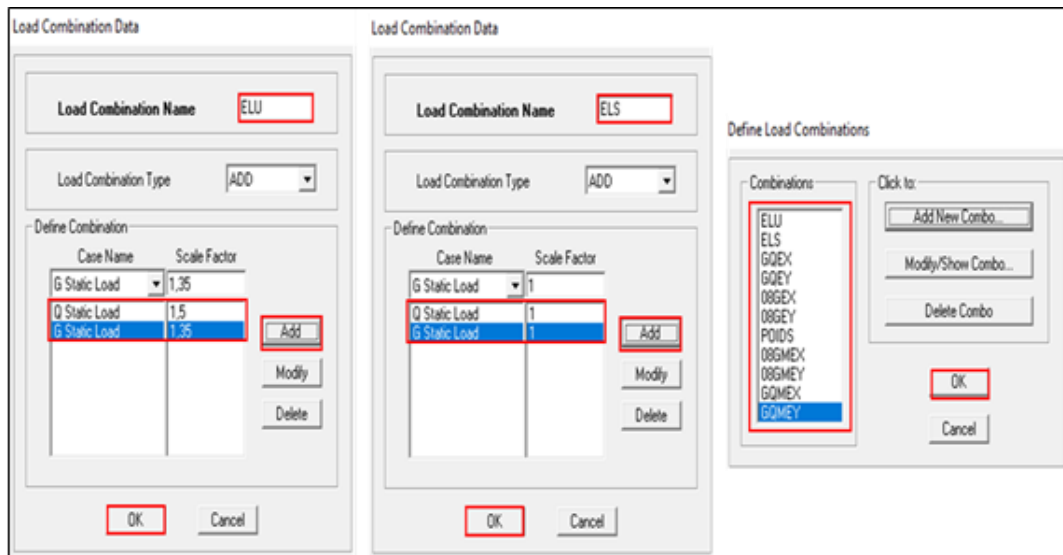


Figure IV.53 : Création des combinaisons de charges.

3.9. Chargement des éléments :

► Chargement des planchers à corps creux :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Plancher du RDC :


$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage de service :

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

► Chargement de la dalle pleine :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

-Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

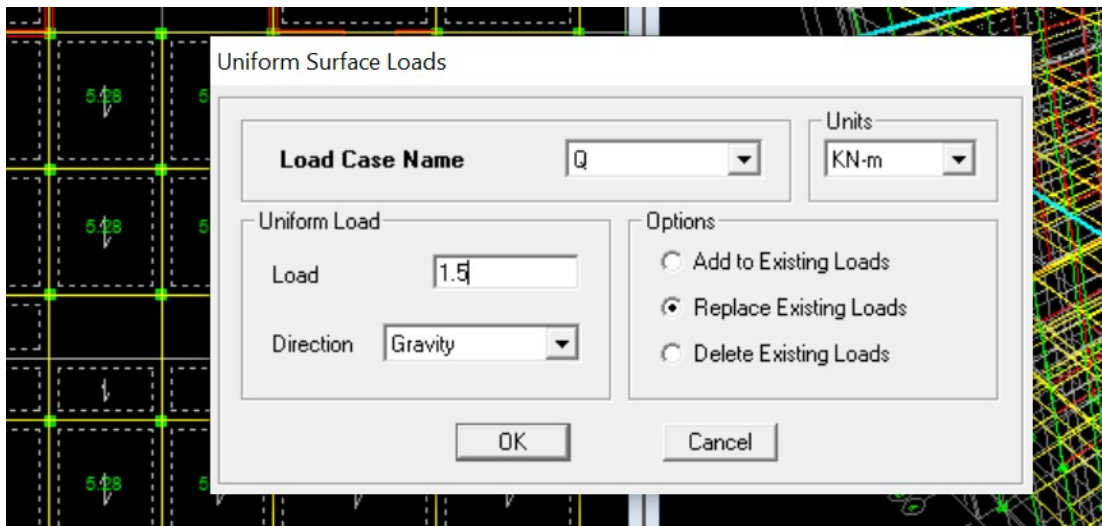
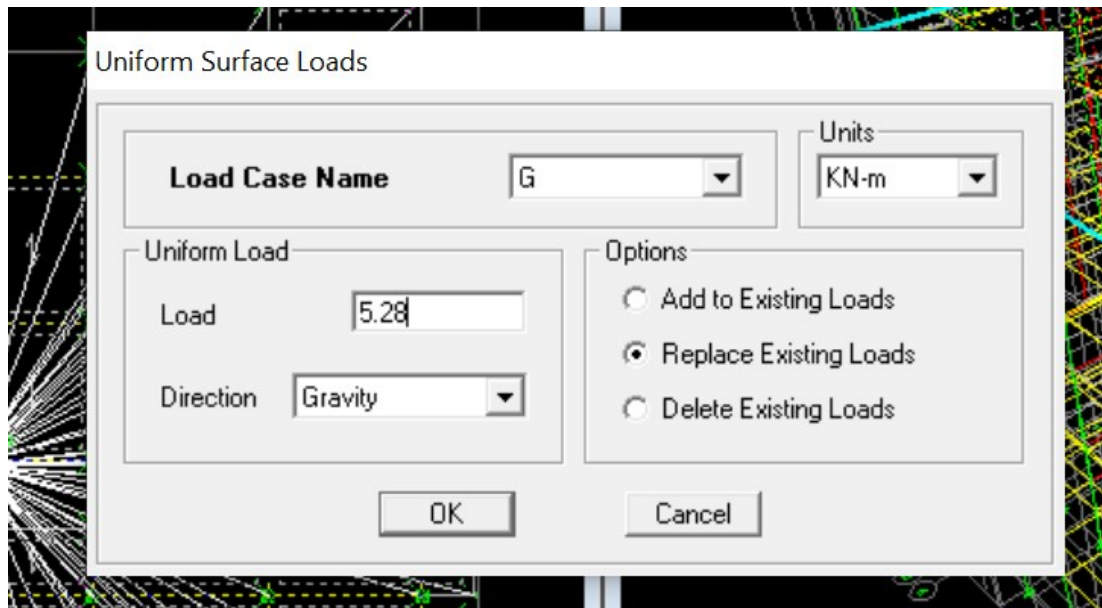


Figure IV.54 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.

3.10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

- Avant de lancer l'analyse, on doit spécifier le nombre de modes à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :

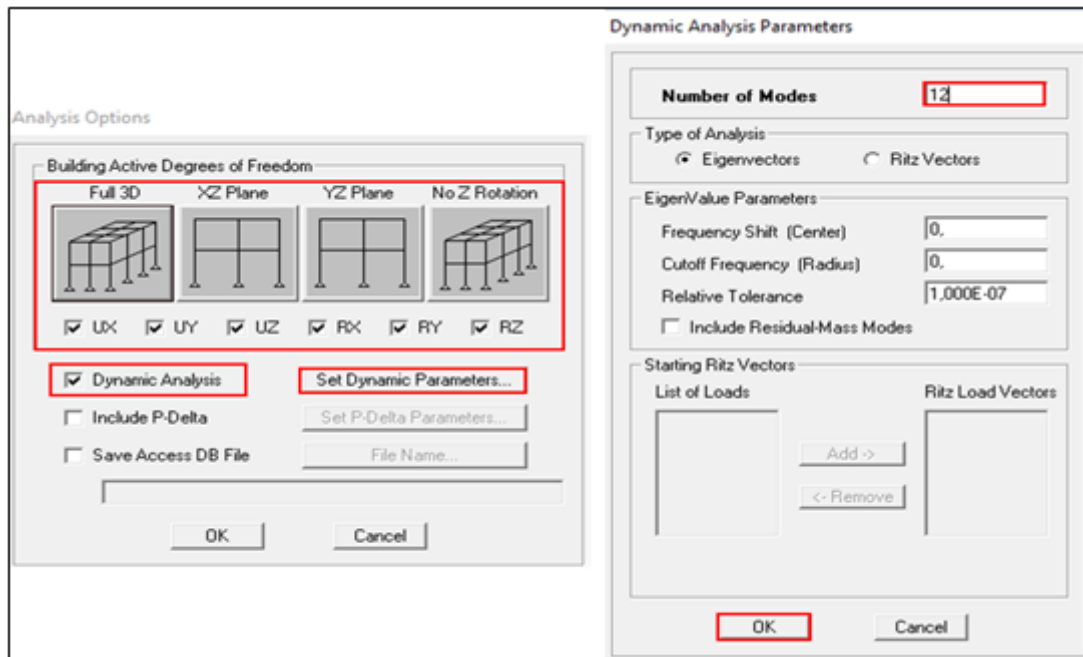


Figure IV.55 : Introduction de nombre de mode.

Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option **Analyze** ensuite **check modal**.

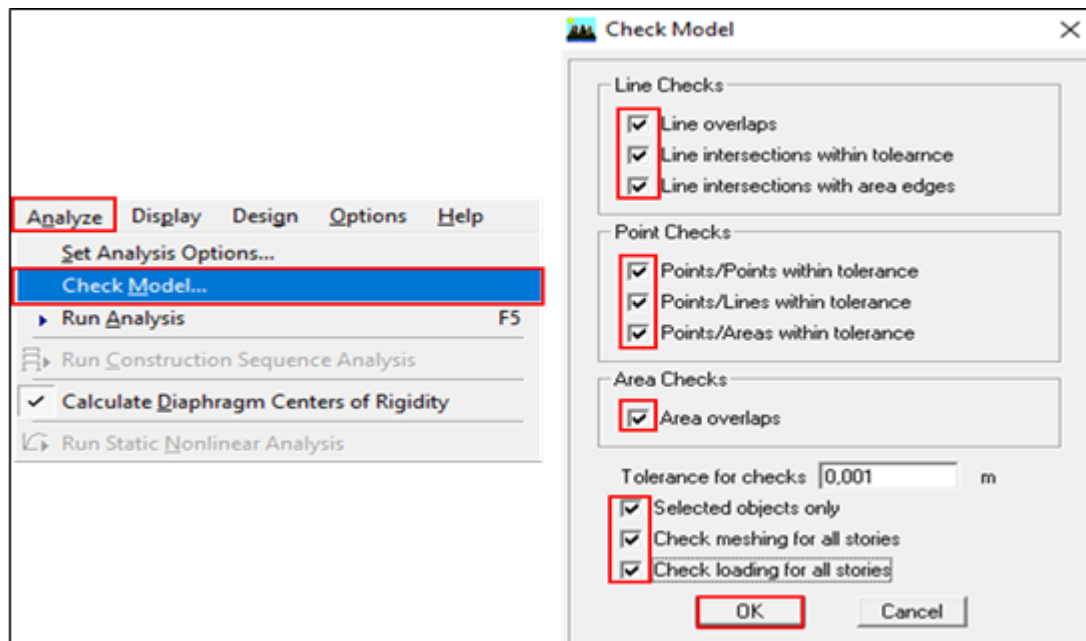


Figure IV.56 : Option de vérification du modèle.

Pour le lancement de l'analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche **F5** de clavier.

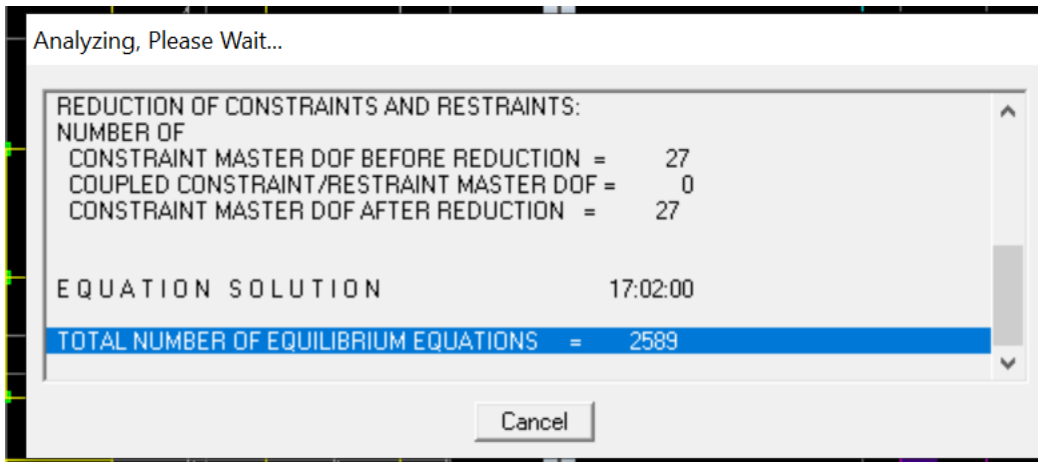


Figure IV.57 : L'analyse de la structure

Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

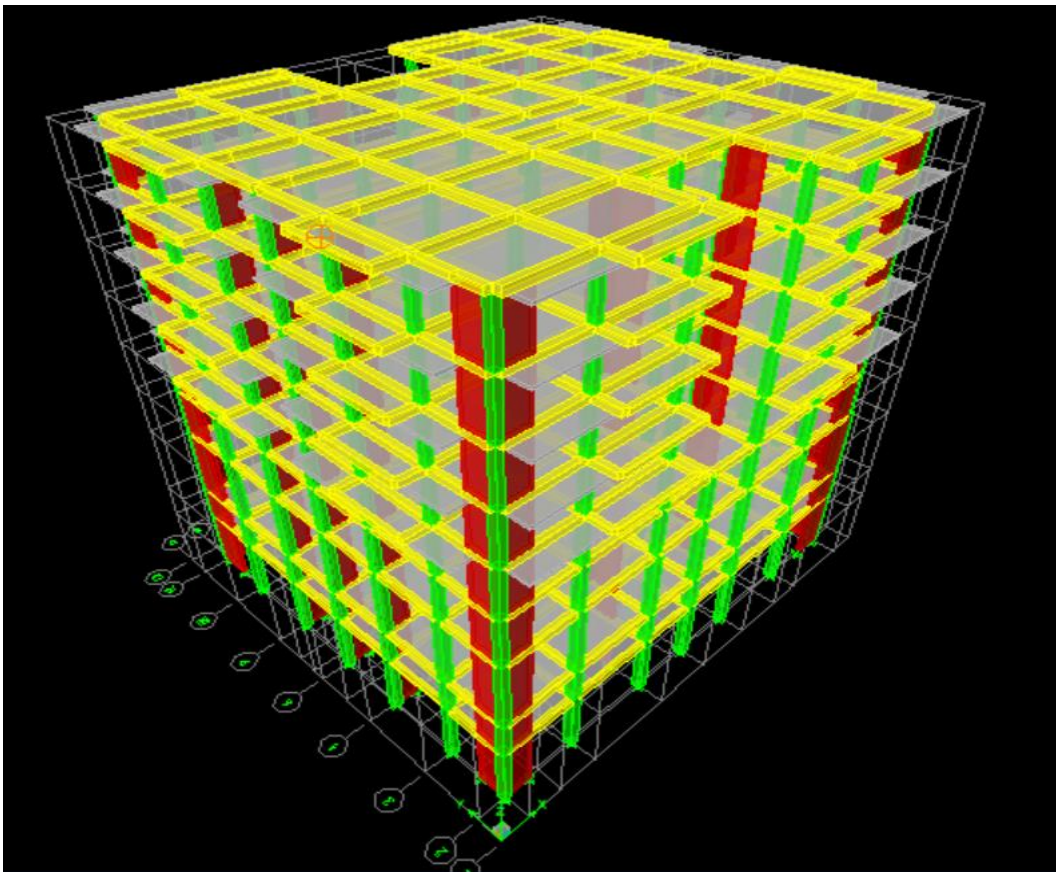


Figure IV.58 : Vue en 3D de la structure.



Chapitre V

*Vérification selon les
exigences du RPA*

1. Introduction :

Un tremblement de terre peut être défini comme un bref mouvement de passagers qui provoque une libération soudaine d'énergie accumulée dans la zone où le tremblement de terre s'est produit. Ces mouvements se produisent souvent le long de failles préexistantes affectant les roches de la croûte terrestre et, selon leur force, peuvent causer des dommages importants et la destruction des structures, nécessitant ainsi la protection de la vie humaine et de ses biens matériels en exploitant ces failles naturelles. Ce phénomène est pris en compte dans la conception structurelle.

A cet effet, le règlement parasismique algérien (RPA) précise les mesures nécessaires à la conception et à la construction des bâtiments pour assurer un degré de protection acceptable.

Cette partie du chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de la participation de la masse modale.
- L'effort normal réduit.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effort delta.

2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règlements du RPA.

3. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Zone sismique : moyenne sismicité zone II a
- Groupe d'usage : groupe 2
- Classification du site : site meuble S3
- Système structurel : portique + voile

4. Vérification de la structure selon les exigences du RPA :

► Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003 [2], le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
 - Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Vu l'irrégularité en plan de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.

Cette disposition a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre avantageusement aux conditions du RPA99 /2003.

4.1. Justification du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques, afin de justifier la valeur du coefficient de comportement **R** à considérer.

Pour la détermination des charges verticales et horizontales reprise par le système de contreventement sur le logiciel ETABS il faut suivre les étapes suivantes :

Sens X-X :

On clique sur **View** puis sur **Set 3D View** une fenêtre apparaîtra on sélectionne **XZ** et on met 0 pour **Aperture**. Ensuite on clique sur **Display** et sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX Spectra**.

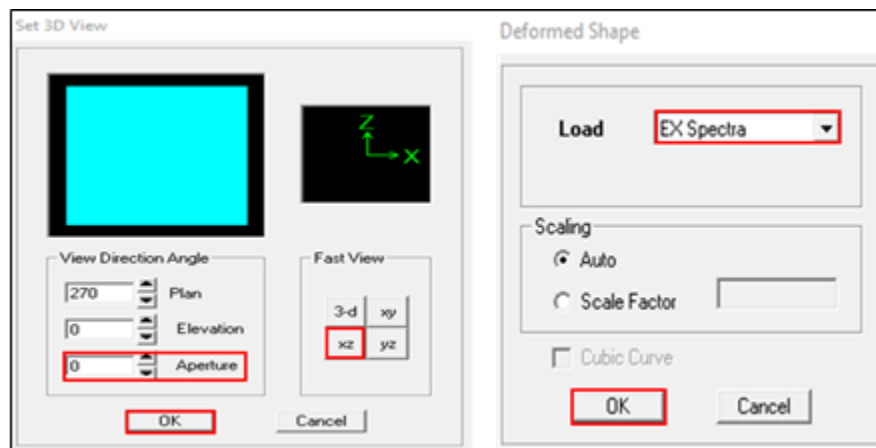


Figure V.1 : Choix de la combinaison sismique.

► Justification de l'interaction voiles portiques :

Nous avons d'abord supposé que le système de contreventement est mixte avec interaction portiques – voiles. Afin de confirmer cela, il y a lieu de vérifier les pourcentages des **charges verticales** reprises par les voiles et les portiques

Pour dessiner une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base on clique sur **Draw** puis sur **Draw Section Cut**.

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y |
|-------------|---------|------|
| Start Point | -3.1112 | 4.08 |
| End Point | 29.652 | 4.08 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|---------|---------|----|----------|
| | 13.2704 | 13.5378 | 0. | 359.5732 |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 21.2045 | 2834.03 | 3.279E-09 | 21.2045 | 2834.03 | 3.279E-09 |
| Moment | 56980.27 | 426.7817 | 7472.8683 | 56980.27 | 426.7817 | 7472.8683 |

Close Refresh

Figure V.2 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y |
|-------------|---------|------|
| Start Point | -3.1112 | 4.08 |
| End Point | 29.652 | 4.08 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|---------|---------|----|----------|
| | 13.2704 | 13.5378 | 0. | 359.5732 |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----------|----------|-----------|----------|----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 3.7247 | 449.8205 | 2.4215 | 3.7247 | 449.8205 | 2.4215 |
| Moment | 32931.179 | 249.4343 | 934.2089 | 32931.179 | 249.4343 | 934.2089 |

Close Refresh

Figure V.3 : Charges horizontale reprise par les portiques

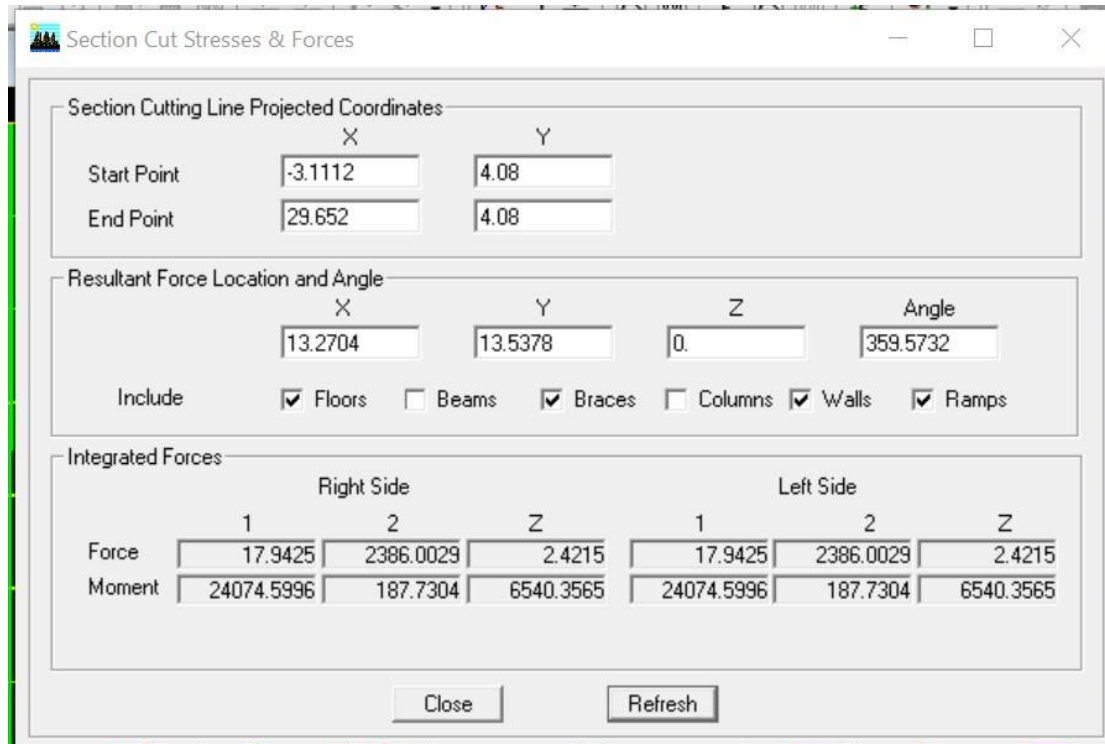


Figure V.4 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls

Sous charges verticales :

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \% N_{voiles}$

Sens-Y-Y :

On refait les mêmes étapes que les sens xx sauf que cette fois-ci au moment de choisir la combinaison choisit **EY Spectre**.

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

Récapitulatif des charges verticales reprise par les voiles et les portiques :

| Niveaux | Charges (KN) | | | Pourcentage (%) | |
|----------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|-----------|
| | Charges totales | Charges Portiques | Charges Voiles | Voiles | Portiques |
| BASE | 2853.5412 | 413.1303 | 2442.2877 | 85.58 | 14.47 |
| E/SOL 2 | 2853.7162 | 413.1555 | 2442.4373 | 85.58 | 14.47 |
| E/SOL 1 | 2771.5014 | 2010.6611 | 779.5002 | 28.12 | 72.54 |
| RDC | 2657.4064 | 838.7778 | 1821.8222 | 68.55 | 31.56 |
| ETAGE S | 2445.4366 | 1369.5157 | 1083.7582 | 44.31 | 56 |
| ETAGE 1 | 2203.7545 | 1148.8603 | 1060.8854 | 48.13 | 52.13 |
| ETAGE 2 | 1907.9711 | 1085.0953 | 835.2526 | 48.77 | 56.87 |
| ETAGE 3 | 1150.0975 | 624.8854 | 550.0387 | 47.82 | 54.33 |
| ETAGE 4 | 1150.1599 | 624.9183 | 550.0686 | 47.82 | 54.63 |
| ETAGE 5 | 654.7623 | 604.3043 | 234.9676 | 37.88 | 92.29 |
| Moyenne | | | | 59.07 | 50.53 |

EX

| Niveaux | Charges (KN) | | | Pourcentage (%) | |
|----------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|-----------|
| | Charges totales | Charges Portiques | Charges Voiles | Voiles | Portiques |
| BASE | 2831.5692 | 448.3173 | 2384.8836 | 84.22 | 15.83 |
| E/SOL 2 | 2834.03 | 449.8205 | 2386.0029 | 84.19 | 15.87 |
| E/SOL 1 | 2742.7287 | 1901.1544 | 858.7336 | 31.30 | 69.31 |
| RDC | 2624.3537 | 836.5681 | 1791.7961 | 68.27 | 31.87 |
| ETAGE S | 2410.8458 | 1351.006 | 1069.8798 | 44.37 | 56.03 |
| ETAGE 1 | 2174.8275 | 1180.4666 | 1002.7481 | 46.10 | 54.27 |
| ETAGE 2 | 1891.9052 | 1135.0904 | 772.6894 | 40.84 | 51.99 |
| ETAGE 3 | 1161.659 | 678.5198 | 519.1352 | 44.68 | 58.40 |
| ETAGE 4 | 667.0768 | 684.3189 | 261.3472 | 102.43 | 58.90 |
| ETAGE 5 | 666.9618 | 684.2007 | 261.302 | 102.43 | 39.11 |
| Moyenne | | | | 64.88 | 45.15 |

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

EY

| Niveaux | Charges (KN) | | | Pourcentage (%) | |
|----------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|-----------|
| | Charges totales | Charges Portiques | Charges Voiles | Voiles | Portiques |
| BASE | 52124.16 | 35440.13 | 16684.027 | 32 | 67.99 |
| E/SOL 2 | 51709.78 | 35440.13 | 16269.652 | 31.46 | 68.53 |
| E/SOL 1 | 45749.69 | 31511.722 | 14237.968 | 31.12 | 68.85 |
| RDC | 39690.54 | 27066.074 | 12624.465 | 31.80 | 68.19 |
| ETAGE S | 33866.14 | 22884.861 | 10981.284 | 32.42 | 67.51 |
| ETAGE 1 | 28235.558 | 19152.747 | 9082.81 | 32.16 | 67.83 |
| ETAGE 2 | 22295.192 | 15082.145 | 7213.047 | 32.35 | 67.64 |
| ETAGE 3 | 15995.431 | 10474.952 | 5520.479 | 34.51 | 65.48 |
| ETAGE 4 | 5053.694 | 3372.812 | 1680.8815 | 33.26 | 66.73 |
| ETAGE 5 | 5053.694 | 3372.812 | 1680.8815 | 33.26 | 66.73 |
| Moyenne | | | | 32.434 | 67.54 |

POIDS

Story Shears

Edit View

| Story Shears | | | | | | | | | |
|--------------|--------|-------|--------|----------|------|------|-------|------------|----------|
| | Story | Load | Loc | P | VX | VY | T | MX | MY |
| | ETAGE5 | POIDS | Bottom | 6006.88 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 75136.010 | -82676. |
| | ETAGE4 | POIDS | Top | 11099.05 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 138790.326 | -153876 |
| | ETAGE4 | POIDS | Bottom | 11998.50 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 150078.408 | -166334 |
| | ETAGE3 | POIDS | Top | 16972.89 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 212469.772 | -235115. |
| | ETAGE3 | POIDS | Bottom | 17872.34 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 223757.854 | -247573 |
| | ETAGE2 | POIDS | Top | 22833.52 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 286144.543 | -316325 |
| | ETAGE2 | POIDS | Bottom | 23867.80 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 299124.757 | -330650 |
| | ETAGE1 | POIDS | Top | 28775.13 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 361443.522 | -398920 |
| | ETAGE1 | POIDS | Bottom | 29809.41 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 374423.736 | -413245 |
| | ETAGES | POIDS | Top | 34359.10 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 431371.260 | -477340 |
| | ETAGES | POIDS | Bottom | 35417.86 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 444658.698 | -492004 |
| | RDC | POIDS | Top | 40175.92 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 503983.968 | -560449 |
| | RDC | POIDS | Bottom | 42135.95 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 528582.360 | -587595 |
| | E/SOL1 | POIDS | Top | 46635.01 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 585069.046 | -649841 |
| | E/SOL1 | POIDS | Bottom | 47597.60 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 597149.590 | -663173 |
| | E/SOL2 | POIDS | Top | 52184.34 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 654711.496 | -726524 |
| | E/SOL2 | POIDS | Bottom | 53961.44 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 677014.038 | -751137. |

OK

Tableau V.1: Période fondamentale et taux de participation massique

| Mode | Period | UX | UY | UZ | RZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|
| 1 | 1.086072 | 0 | 74.6874 | 0 | 0 |
| 2 | 0.999056 | 75.157 | 0 | 0 | 0.0349 |
| 3 | 0.951719 | 0.0343 | 0 | 0 | 74.9214 |
| 4 | 0.30792 | 0 | 12.2865 | 0 | 0.0084 |
| 5 | 0.291089 | 11.5688 | 0 | 0 | 0.0004 |
| 6 | 0.255647 | 0.0003 | 0.0034 | 0 | 12.1561 |
| 7 | 0.14217 | 0 | 5.9351 | 0 | 0 |
| 8 | 0.136066 | 5.8458 | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 0.113706 | 0.0002 | 0.0033 | 0 | 6.0629 |
| 10 | 0.085595 | 0 | 4.2278 | 0 | 0 |
| 11 | 0.080923 | 4.2716 | 0 | 0 | 0 |
| 12 | 0.06729 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs).

► Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

$fc28$: la résistance caractéristique du béton.

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces**.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

| N_d (KN) | B_c (m) | V | Observation |
|---------------------------|--------------------------|----------|--------------------|
| 1402.18 | 0.2025 | 0.27 | Vérifié |
| 902.8 | 0.16 | 0.22 | Vérifié |
| 443.08 | 0.1225 | 0.14 | Vérifié |

Nouvelles sections des poteaux :

Poteaux e/sol 1, e/sol 2, RDC : (45X45) cm².

Poteaux étage service, étage 1, étage 2 : (40X40) cm².

Poteaux étage 3, étage 4, étage 5 : (35X35) cm².

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \rightarrow T = 0.05 \times 26.77^{3/4} = 0.6 \text{ s}$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N),

Dans notre cas : **h_N** = 26.77 m.

C_T : coefficient donnée dans le **RPA (art 4.2.4)** en fonction du type de contreventement et du type de remplissage, dans notre cas **C_T** = 0.05.

- Dans les cas de contreventement assurée partiellement ou totalement par des voiles on utilise la formule suivante :

- $T = 0.09h_N/\sqrt{D}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x = 27.70$ m et $D_y = 25.10$ m.

$$T_x = 0.09 \times \frac{26.77}{\sqrt{27.70}} = 0.45s \quad ; \quad T_y = 0.09 \times \frac{26.77}{\sqrt{25.10}} = 0.48s$$

- **Calcul de Temps :**

$$T_{\text{emp}} = \min (C_T \times h_N^{3/4} ; 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$$T_{\text{emp}} = \min (0.6 ; 0.48 ; 0.45) = \mathbf{0.45 \text{ s}}$$

$$1.3 \times T_{\text{emp}} = 1.3 \times 0.45 = \mathbf{0.58 \text{ s}}$$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau V-3 : la période fondamentale de la structure.

| Condition sur T | Période choisie |
|---|--------------------|
| T analytique < T empirique | T = T empirique |
| T empirique < T analytique < 1.3 T empirique | T = T analytique |
| 1.3 T empirique < T analytique | T = 1.3T empirique |

On est dans le troisième cas :

$$\mathbf{1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} = 0.58 \text{ s} < 1.08 \text{ s}}$$

Donc : **T = 0.58 s.**

► **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V.

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

Groupe d'usage 2

Zone II_a → **A = 0.15**

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend de type de contreventement

$$\mathbf{R = 3.5}$$

W : poids total de la structure → **W = 53901.25 KN**

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et la période fondamentale de la structure.

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

$T_2 = 0.5$ s (S3 : site meuble)

T = 0.58 s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

$\varepsilon(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

$$\varepsilon = 8.5 \% \rightarrow \eta = 1.83$$

$$\text{D'où : } \quad \mathbf{D = 1.41}$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q=1+\Sigma Pq}$$

Tableau V-4 : critères du facteur de qualité.

| Critères q | Observé/non | pq |
|---|-------------|----|
| 1. condition minimales sur les files de contreventement | Oui | 0 |
| 2. redondance en plan | Oui | 0 |
| 3. régularité en élévation | Oui | 0 |
| 4. régularité en plan | Oui | 0 |
| 5. contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 |
| 6. contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 |

$$\mathbf{Q = 1}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1}{3.5} \times 53901.25 = 3257.17 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V = 3257.17 \text{ KN}}$$

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

| Sens | VMSE (KN) | 0.8VMSE(KN) | Vt(KN) | Observation |
|------|-----------|-------------|---------|-------------|
| XX | 3257.17 | 2605.73 | 2854.48 | Vérifié |
| YY | | | 2831.57 | Vérifié |

► **Justification vis-à-vis les déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau ($k-1$) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec : δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Tableau V-6 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x).

| Niveau | δ_{ek} (m) | R | δ_k (m) | Δ_k (m) | 1%×h (m) | Observation |
|--------|-------------------|-----|----------------|----------------|----------|-------------|
| 5 | 0.0232 | 3.5 | 0.0812 | 0.0063 | 0.0306 | Vérifié |
| 4 | 0.0214 | 3.5 | 0.0749 | 0.0077 | 0.0306 | Vérifié |
| 3 | 0.0192 | 3.5 | 0.0672 | 0.0091 | 0.0306 | Vérifié |
| 2 | 0.0166 | 3.5 | 0.0581 | 0.0098 | 0.0306 | Vérifié |

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

| | | | | | | |
|----------------|--------|-----|---------|---------|--------|----------------|
| 1 | 0.0138 | 3.5 | 0.0483 | 0.01085 | 0.0306 | Vérifié |
| S | 0.0107 | 3.5 | 0.03745 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifié |
| RDC | 0.0075 | 3.5 | 0.02625 | 0.01505 | 0.045 | Vérifié |
| E/SOL 1 | 0.0032 | 3.5 | 0.0112 | 0.00595 | 0.0221 | Vérifié |
| E/SOL 2 | 0.0015 | 3.5 | 0.00525 | 0.00525 | 0.0408 | Vérifié |

Sens Y-Y :

Tableau V-7 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y).

| Niveau | δ_{ek} (m) | R | δ_k (m) | Δ_k (m) | 1%×h (m) | Observation |
|----------------|-------------------|-----|----------------|----------------|----------|----------------|
| 5 | 0.0274 | 3.5 | 0.0959 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifié |
| 4 | 0.0250 | 3.5 | 0.0875 | 0.0095 | 0.0306 | Vérifié |
| 3 | 0.0223 | 3.5 | 0.078 | 0.0108 | 0.0306 | Vérifié |
| 2 | 0.0192 | 3.5 | 0.0672 | 0.0113 | 0.0306 | Vérifié |
| 1 | 0.0159 | 3.5 | 0.0559 | 0.01285 | 0.0306 | Vérifié |
| S | 0.0123 | 3.5 | 0.04305 | 0.01295 | 0.0306 | Vérifié |
| RDC | 0.0086 | 3.5 | 0.0301 | 0.0175 | 0.045 | Vérifié |
| E/SOL 1 | 0.0036 | 3.5 | 0.0126 | 0.00665 | 0.0221 | Vérifié |
| E/SOL 2 | 0.0017 | 3.5 | 0.00595 | 0.00595 | 0.0408 | Vérifié |

► **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times D_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau k.

V_k : efforts tranchant de l'étage k.

| Niveau | P (Kn) | hk (m) | Sens X | | | Sens Y | | |
|--------|----------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| | | | Vk (Kn) | Δk(m) | θk | Vk (Kn) | Δk(m) | θk |
| 5 | 6006.84 | 3.06 | 654.86 | 0.0063 | 0.0188 | 667.42 | 0.0084 | 0.0247 |
| 4 | 11998.50 | 3.06 | 1150.17 | 0.0077 | 0.0260 | 1161.71 | 0.0095 | 0.0320 |
| 3 | 17872.34 | 3.06 | 1558.78 | 0.0091 | 0.0340 | 1557.83 | 0.0108 | 0.0404 |
| 2 | 23867.80 | 3.06 | 1908.16 | 0.0098 | 0.0400 | 1892 | 0.0113 | 0.0465 |
| 1 | 29809.41 | 3.06 | 2204.04 | 0.01085 | 0.0477 | 2174.83 | 0.01285 | 0.0580 |
| S | 35410.92 | 3.06 | 2445.46 | 0.0112 | 0.0529 | 2411.06 | 0.01295 | 0.0621 |
| RDC | 42109.57 | 4.5 | 2657.43 | 0.01505 | 0.0528 | 2624.39 | 0.0175 | 0.0623 |
| E/SOL1 | 47556.03 | 2.21 | 2772.27 | 0.00595 | 0.0461 | 2742.96 | 0.00665 | 0.0521 |

Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

| | | | | | | | | |
|---------------|----------|------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| E/SOL2 | 53901.25 | 4.08 | 2854.48 | 0.00525 | 0.0242 | 2831.57 | 0.00595 | 0.0277 |
|---------------|----------|------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|

h_k : hauteur de l'étage k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable est doit être redimensionnée.

Les résultats de vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-8 : *Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens*

$\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de la masse participante est vérifié.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de l'effort tranchant à la base est vérifié
- Vérification des déplacements est vérifié.
- Vérification de l'effet P-delta est vérifié.

Les exigences du RPA sont satisfaite, on peut passer au prochain chapitre qui consiste à ferrailer les éléments structuraux.



Chapitre **VI**

Ferraillage des éléments

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure des bâtiments, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutre) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

1. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

$1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU

$G + Q \rightarrow$ à l'ELS

$G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003

$0.8G \pm E \rightarrow$ RPA 99 révisé 2003

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- **Effort normal maximal et le moment correspondant.**
- **Effort normal minimal et le moment correspondant.**
- **Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.**

Pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

| Situation | γ_b | γ_s | Θ | fc28 | fbu | Fe (Mpa) | σ_s (Mpa) |
|--------------|------------|------------|----------|------|-------|----------|------------------|
| Durable | 1.5 | 1.15 | 1 | 25 | 14.2 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 1 | 0.85 | 25 | 21.74 | 400 | 400 |

6.1.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003 en zone IIa :

6.1.1.1. Les armatures longitudinales : (RPA Art 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 béton.

$$A_{min} = 0,8\% b.h$$

Leur pourcentage maximal sera :

► 4% en zone courante $A_{max} = 4\% b.h$

► 6% en zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b.h$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau VI.2 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

| Sections des poteaux cm^2 | Pourcentage minimal | Pourcentage maximal | |
|-----------------------------|---------------------|------------------------------------|---|
| | 0,8% b.h (cm^2) | 4% b.h en zone courante (cm^2) | 6% b.h en zone de recouvrement (cm^2) |
| 45×45 | 16.2 | 81 | 121.5 |
| 40×40 | 12.8 | 64 | 96 |
| 35×35 | 9.8 | 49 | 73.5 |

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux.

| Zone | Combinaison | Sollicitations | N (KN) | M(KN.m) |
|--------------------------|-------------|--|----------|---------|
| Zone 1 (45X45) | ELU | $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -1952.61 | 6.595 |
| | 0.8G + EX | $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -236 | 0.572 |
| | G + Q + EX | $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ | -1115.3 | 8.887 |
| Zone 2 (40X40) | ELU | $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -1242.9 | 19.7 |
| | 0.8G + EX | $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -62.3 | 4.855 |
| | G + Q + EX | $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ | -718 | 41.6 |
| Zone 3 (35X35) | ELU | $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -609.04 | -25.3 |
| | 0.8G + EX | $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | -128.72 | -3.36 |
| | G + Q + EX | $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ | -351.2 | 35.669 |

6.2.1. Calcul des armatures :

► **Calcul des armatures longitudinales :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un Moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression **C** qui est distant du centre de gravité de la section de : $e = M/N$.

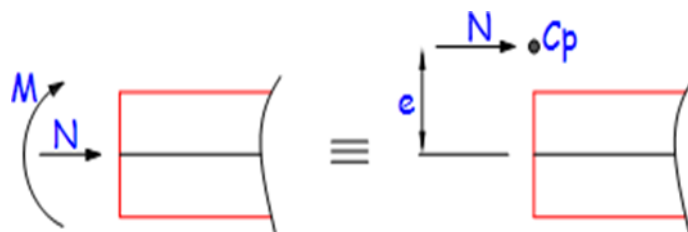


Figure VI.1 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

6.2.2. Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{Mu}{Nu}$

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression **C** se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression **C** se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures de l'effort normal appliquée est de compression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$(M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c))$$

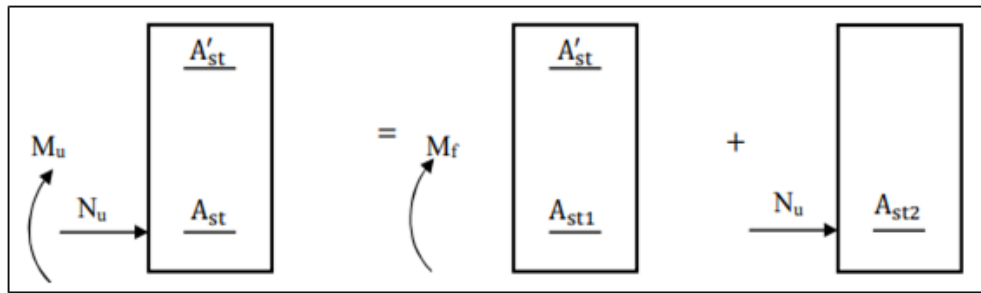


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par la relation suivante :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \gamma b}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

Section fictive d'armatures : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section réelle d'armatures : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

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

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moments ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armatures :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A'_s = A'$$

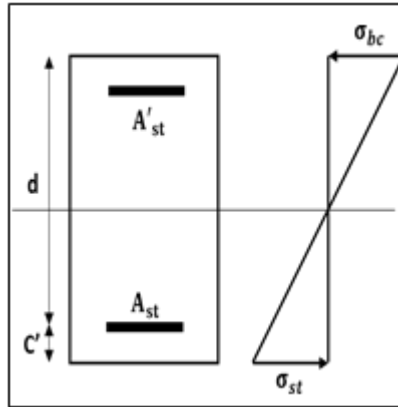


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage.

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

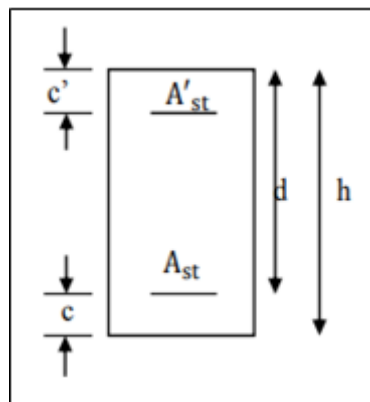


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage.

Le centre de pression **C** se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : Section Simplement Armée SSA :

$$N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$A_s > 0 ; A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N_u - \dots \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s' = 0$$

$$\dots = \frac{0.357 \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; f_{bc} = \frac{0.8 f_c 28}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle.

2^{ème} cas : Section Doublement Armée SDA :

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s > 0 ; A_s' > 0$$

$$A_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')} ; A_s' = \frac{N_u - \dots \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_s$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armatures sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

Le ferrailage se fait par un calcul manuel ou automatique avec le logiciel SOCOTEC.

Voici un exemple des résultats obtenue :

- On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

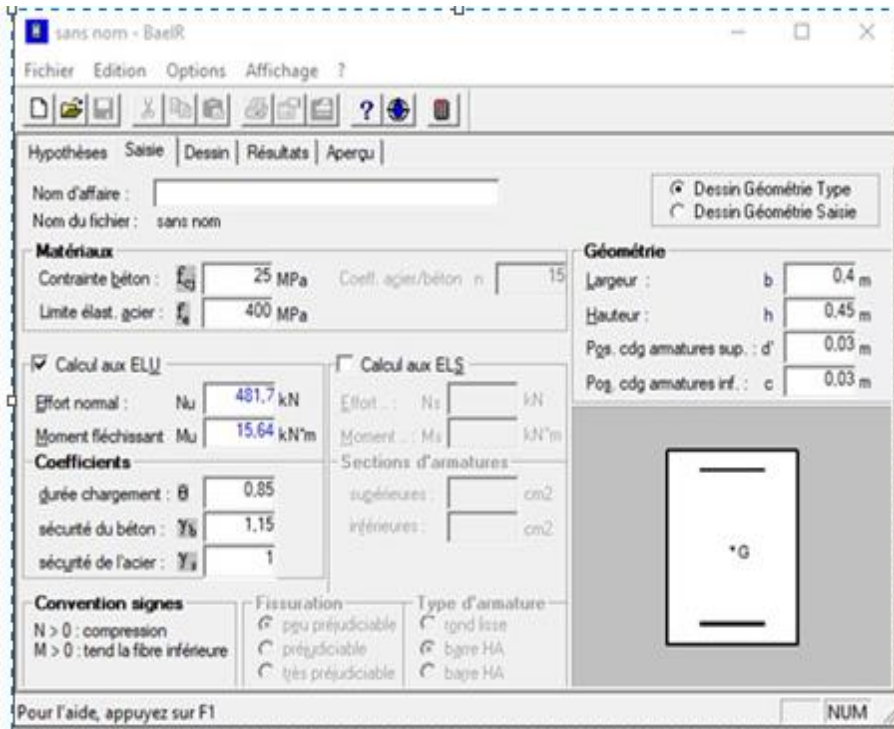


Figure VI.5 : Caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec.

On clique sur l'icône **Résultats** pour extraire nos résultats.

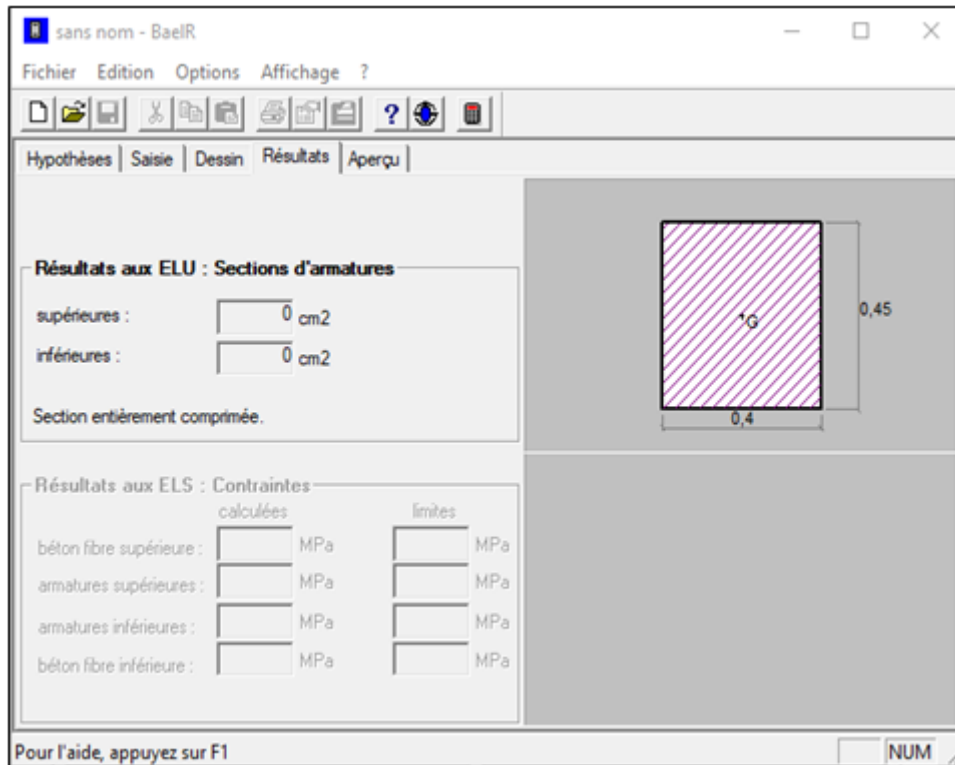


Figure VI.6 : Affichage des résultats de Socotec.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul des armatures pour les poteaux.

| Zone | N(KN) | M (KN.m) | Nature | Asup (cm ²) | Ainf (cm ²) | Acnf (cm ²) | Ferrailage | Aadop (cm ²) |
|--------------------------|----------|----------|--------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------|
| Zone 1 (45X45) | -1952.61 | 6.595 | SEC | 0 | 0 | 7.46 | 4HA20+ 4HA16 | 20.61 |
| | -236 | 0.572 | SEC | 0 | 0 | 6.11 | | |
| | -1115.3 | 8.887 | SEC | 0 | 0 | 6.4 | | |
| Zone 2 (40X40) | -1242.9 | 19.7 | SEC | 0 | 0 | 5.53 | 4HA16+ 4HA14 | 14.20 |
| | -62.3 | 4.885 | SEC | 0 | 0 | 5.02 | | |
| | -718 | 41.6 | SEC | 0 | 0 | 4.2 | | |
| Zone 3 (35X35) | -609.04 | -25.3 | SEC | 0 | 0 | 7.1 | 8HA14 | 12.36 |
| | -128.72 | -3.36 | SEC | 0 | 0 | 4.9 | | |
| | -351.2 | 35.669 | SEC | 0 | 0 | 2.23 | | |

6.3. Vérification à l'ELU :

- **Longueur de recouvrement :**

Pour HA 20 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \rightarrow L_r = \mathbf{80 \text{ cm}}$.

Pour HA 16 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = \mathbf{65 \text{ cm}}$.

Pour HA 14 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = \mathbf{60 \text{ cm}}$.

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-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 ci-dessous.

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right) \text{ (Art.7.4.2.1)}$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

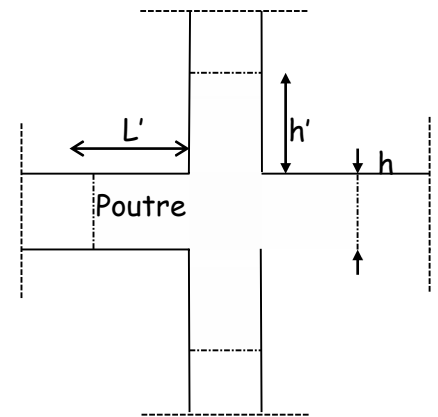


Tableau VI.5 : Délimitation des zones nodales.

| Poteaux | He (cm) | $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$ | h' |
|--------------|---------|--|-------|
| 45X45 | 408 | $h' = \max (408/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$ | 68 cm |
| | 221 | $h' = \max (221/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$ | 60 cm |
| | 450 | $h' = \max (450/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$ | 75 cm |
| 40X40 | 306 | $h' = \max (306/6 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$ | 60 cm |
| 35X35 | 306 | $h' = \max (306/6 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$ | 60 cm |

- **Longueur d'ancrage :**

- ▶ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 20 : L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage rectiligne terminé par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4L_s** pour les aciers haut adhérence.

$$\text{Pour le } \varnothing 14 : L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 16 : L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 20 : L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 70.54 = 28.21 \text{ cm.}$$

6.3.1. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est :

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales.

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales.

V_u : effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométriques dans la direction considérée est $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a : 3.77$ Si l'élanement géométriques dans la direction considérée est $\lambda_g < 5$.

Avec :

λ_g : élanement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \frac{h}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{h}{b}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau.

• Diamètre des barres :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \phi_L / 3 \text{ (Selon BAEL 91 Art A8.1.3)}$$

$$\phi_t = 20/3 = 6,55 \text{ soit } \phi \text{ 8mm}$$

ϕ Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

► Espacement des armatures transversales :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

• Dans la zone nodale :

$$St \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = \min (12 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{St} = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

• Dans la zone courante :

$$St \leq 15 \phi$$

$$St \leq 15 \phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{St} = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

$\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : **St =10 cm** en zone nodale.

St =15 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ avec : $L_f = 0.7l_0$

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolé entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique de poteau.

Tableau VI.6 : Vérification de la section des armatures transversales

| Poteaux | Hauteur | $L_f = 0.7L_0$ | $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ | $A_t^{\min} (cm^2)$ | | $A_{adoptée} (cm^2)$ | $A_{adoptée}$ | |
|--------------|---------|----------------|-----------------------------|---------------------|-------------|----------------------|---------------|--------------------|
| | | | | Zone courante | Zone nodale | | | |
| 45X45 | 450 | 315 | 7 | 2.025 | 1.35 | 3.14 | 4 HA 10 | Condition vérifiée |
| 40X40 | 306 | 214.2 | 5.355 | 1.80 | 1.2 | 2.01 | 4 HA 8 | Condition vérifiée |
| 35X35 | 306 | 214.2 | 6.12 | 1.58 | 1.05 | 2.01 | 4 HA 8 | Condition vérifiée |

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus ; $A_t^{\min} < A_{adopté}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Les armatures longitudinales des poteaux (35X35) ;(40X40) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de section transversale ($4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

Les poteaux (45X45) seront encadrés avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales ($4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

Vérification au cisaillement : (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b \leq \tau_{bu} = \bar{\rho}_a \times f_{c28}$

Avec :

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad \rho_b = 0.075 \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\lambda_g < 5 \quad \rightarrow \quad \rho_b = 0.04 \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{Tu}{bd}$$

$T_{u \max}$: effort tranchant max à l'ELU.

τ_b : contrainte au cisaillement.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification de contraintes tangentielles.

| Niveau | Poteau | b (m) | d (m) | T (KN) | λ_g | ρ_b | τ_b | τ_{bu} | Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$ |
|------------------------------|--------|----------|----------|-----------|-------------|----------|----------|-------------|---|
| E/sol 1 ; E/sol 2 ; RDC | 45X45 | 0.45 | 0.42 | 6.67 | 6.61 | 0.075 | 0.035 | 1.875 | Condition vérifiée |
| Etage service ; étage 1 et 2 | 40X40 | 0.40 | 0.37 | 26.7 | 5.355 | 0.075 | 0.180 | 1.875 | Condition vérifiée |
| Etage 3 ; 4 et 5 | 35X35 | 0.35 | 0.32 | 24.75 | 6.12 | 0.075 | 0.220 | 1.875 | Condition vérifiée |

6.4. Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{cnf} = 0.23 \frac{ft_{28}}{f_e} \times \frac{es - 0.455d}{es - 0.185d} \times bd$$

Avec :

A_{cnf} : section minimale aux conditions de non fragilité.

f_e : contrainte limite élastique des aciers.

es : excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

$$es = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

| Zone | Sollicitations | N _s (KN) | M _s (KN.m) | es = $\frac{M_s}{N_s}$ (m) | A _{cnf} (cm ²) | A _{adopter} (cm ²) | A _{min} ≤ A _{adopter} |
|---------------------------|--------------------------------------|------------------------|--------------------------|----------------------------------|--|--|---|
| Zone 1 (45X45) | N _{max} → M _{corr} | 1411.9 | 4.727 | 0.0033 | 7.46 | 4HA20+4HA16 =20.6 | Condition vérifiée |
| | N _{min} → M _{corr} | 375.45 | 0.77 | 0.0020 | 6.11 | | Condition vérifiée |
| | M _{max} → N _{corr} | 809.84 | 6.37 | 0.0078 | 6.4 | | Condition vérifiée |
| Zone 2 (40X40) | N _{max} → M _{corr} | 901.8 | 14.1 | 0.0156 | 5.53 | 4HA1+4HA14=14.20 | Condition vérifiée |
| | N _{min} → M _{corr} | 96.65 | 6.92 | 0.071 | 5.02 | | Condition vérifiée |
| | M _{max} → N _{corr} | 522.81 | 29.515 | 0.056 | 4.2 | | Condition vérifiée |
| Zone 3 (35X35) | N _{max} → M _{corr} | 442.86 | 18.315 | 0.041 | 7.1 | 8HA14= 12.32 | Condition vérifiée |
| | N _{min} → M _{corr} | 183.94 | 4.765 | 0.025 | 4.9 | | Condition vérifiée |
| | M _{max} → N _{corr} | 256.57 | 25.973 | 0.101 | 2.23 | | Condition vérifiée |

b) Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348$ MPa.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15$ MPa.

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.

| Section (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | $\sigma^s_{\text{béton}}$ | $\sigma^i_{\text{béton}}$ | $\sigma^{ad}_{\text{béton}}$ | σ^s_{acier} | σ^i_{acier} | $\sigma^{ad}_{\text{acier}}$ | Observation |
|----------------------------|--------|----------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|--------------------|
| Poteaux 45X45 | 1411.9 | 4.727 | 6.65 | 6.13 | 15 | 99.2 | 92.5 | 348 | Condition vérifiée |
| | 375.45 | 0.77 | 1.74 | 1.66 | 15 | 26 | 24.9 | 348 | Condition vérifiée |
| | 809.84 | 6.37 | 4.01 | 3.32 | 15 | 59.5 | 50.4 | 348 | Condition vérifiée |
| Poteaux 40X40 | 901.8 | 14.1 | 6.11 | 4 | 15 | 89.3 | 62.3 | 348 | Condition vérifiée |
| | 96.65 | 6.92 | 1.02 | 0.02 | 15 | 14.7 | 1.51 | 348 | Condition vérifiée |
| | 522.81 | 29.515 | 5.14 | 0.71 | 15 | 72.1 | 15.7 | 348 | Condition vérifiée |
| Poteaux 35X35 | 442.86 | 18.315 | 4.84 | 1.2 | 15 | 68 | 22.6 | 348 | Condition vérifiée |
| | 183.94 | 4.765 | 1.73 | 0.78 | 15 | 24.7 | 12.9 | 348 | Condition vérifiée |
| | 256.57 | 25.973 | 4.46 | 0 | 15 | 59.6 | - 10.1 | 348 | Condition vérifiée |

3. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G)

et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

3.2. Ferrailage de voiles :

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

Zone 1 : E/sol 1 et E/sol 2 et RDC.

Zone 2 : étage de service, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage.

Zone 3 : 3^{ème} étage ; 4^{ème} étage ; 5^{ème} étage.

3.3. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

3.4. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M).

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

Avec : $B = L.e$

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\rightarrow V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée.

M : moment dans le voile.

N : effort normal dans le voile.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

L_t : longueur de la zone tendue.

b) Calcul des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

c) Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{Bft_{28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être de plus égal à 15 cm.

d) Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0.15% B
 - En zone courante : 0.10% B
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e_p$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

e) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_U$

V_U : effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

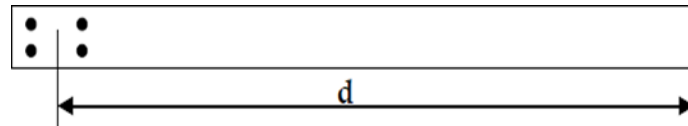
Chaque section sera classée (SPC, SEC, ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

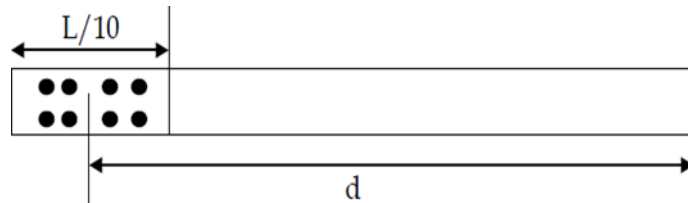
Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentant :

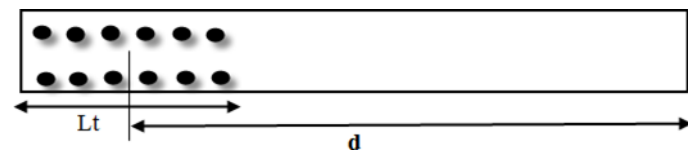
Cas 01 : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5 cm.



Cas 02 : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone, alors on peut augmenter la longueur d'extrémité à L/10.



Cas 03 : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue.



$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L \text{ voile}$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

B : section de voile.

I : moments d'inertie.

Y : bras de levier $y = \frac{L}{2}$

Armatures verticales :

Le ferrailage se fait par zone, comme suit :

Zone 1 : E/sol 1, E/sol 2, RDC.

Zone 2 : Etage de service, 1^{ère} étage, 2^{ème} étage.

Zone 3 : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal : VT1 = 1.5 m

Sens longitudinal : VL1 = 1.5 m, VL2 = 1.2 m.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

• Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91) [4]

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times bd$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

N_s, M_s : effort normal et moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

| Voile L1 | | Zone I | | | Zone II | | | Zone III | | |
|----------------------|----------------|------------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Sollicitations | N | -1741.85 | 596.71 | 560.37 | -876.44 | -129.16 | -618.17 | -484.4 | 11.02 | -135.4 |
| | M | -216.384 | 175.275 | 251.67 | -72.14 | 17.85 | -128.16 | -87.7 | 111.6 | -147.8 |
| | Vu | -86.22 | 82.88 | 105.8 | -48.71 | 60.41 | -80.82 | -57.1 | -19.03 | 87.6 |
| | Combinaison | 08GQEY MIN | 08GEYMAX | 08GEYMAX | ELU | 08GEYMAX | 08GEYMIN | ELU | 08GEYMAX | ELU |
| | σ_{max} | -6963.5 | 3469.12 | 4190.8 | -4003.7 | -162.78 | -3982.9 | -2930.13 | 1710.73 | -2668.33 |
| | σ_{min} | -2326.36 | -289.7 | -1202.8 | -1839.21 | -698.28 | -138.41 | -299.13 | -1637.27 | 1765.67 |
| | Lt | 1.5 | 0.12 | 0.34 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 0.74 | 0.9 |
| | Nt | 1305.65 | 52.04 | 178.11 | 600.55 | 24.41 | 597.44 | 439.51 | 126.6 | 240.15 |
| Armatures verticales | Avi | 32.64 | 1.3 | 4.45 | 15.01 | 0.61 | 14.93 | 10.98 | 3.16 | 6.003 |
| | Avj | 3.32 | 0.57 | 0.92 | 1.87 | 3 | 3.11 | 2.2 | 0.36 | 2.02 |
| | Av | 35.96 | 1.87 | 5.37 | 16.88 | 3.61 | 18.04 | 13.18 | 3.52 | 8.023 |
| | Av/Lt | 23.97 | 15.58 | 15.8 | 11.25 | 5.41 | 12.02 | 8.72 | 3.52 | 8.91 |
| | Amin | 19.68 | 19.68 | 19.68 | 15.75 | 15,75 | 15.75 | 15.75 | 15.75 | 15.75 |
| | Amin/L | 13.12 | 13.12 | 13.12 | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 10.5 |
| | Av | 23.97 | | | 12.02 | | | 10.5 | | |
| | Ferrailage | 2(6HA16) | | | 2 (6hA12) | | | 2(6HA12) | | |
| | A adoptée | 24.12 | | | 13.58 | | | 13.58 | | |

| | | | | |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Armatures Horizontales | Ah | 5.99 | 3.39 | 3.4 |
| | Ahmin | 5.62 | 4.5 | 4.5 |
| | Ferrailage | 2(4HA10) | 2(4HA10) | 2(4HA10) |
| | A adoptée | 6.28 | 6.28 | 6.28 |
| Armatures transversales | Ferrailage | 4ep HA8 | 4ep HA8 | 4ep HA8 |
| Espacement St | Zone Courante | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| | Zone Nodale | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| Vérification | $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | $\sigma_{bc} = 3.17 < 15$ | $\sigma_{bc} = 2.73 < 15$ | $\sigma_{bc} = 1.51 < 15$ |
| | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | $r_b = 0,35 < 5$ | $r_b = 0.42 < 5$ | $r_b = 0.45 < 5$ |
| | $\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | $r_u = 0,31 < 3,26$ | $r_u = 0,29 < 3,26$ | $r_u = 0.31 < 3,26$ |

Tableau.VI .10: Ferrailages des voiles longitudinaux

| Voile L2 | | Zone I | | | Zone II | | | Zone III | | |
|----------------------|----------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Sollicitations | N | -1482.72 | 296.6 | -1314.06 | -1031.8 | -94.7 | -1006.99 | -581.22 | 23.98 | -112.15 |
| | M | 43.31 | 84.77 | -143.6 | 80.7 | 2.34 | -88.65 | -24.83 | 45.55 | 108.5 |
| | Vu | 22.36 | 62.53 | -64.34 | 55.34 | 35.93 | 55.34 | -14.37 | -2.1 | -67.7 |
| | Combinaison | ELU | 08GEYMAX | 08GEYMIN | ELU | 08GEYMAX | ELU | ELU | 08GEYMAX | ELU |
| | σ_{max} | -4221,4 | 2401.5 | -2787.55 | -2569.88 | -344.18 | -6095.43 | -2569.88 | -356.94 | -6095.44 |
| | σ_{min} | -5663.4 | -424.17 | 1999.11 | -6022.44 | -444.98 | -2296.16 | -6028.44 | -457.22 | -2296.16 |
| | Lt | 1.2 | 0.18 | 0.6 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| | Nt | 633.21 | 54.03 | 209.06 | 308.4 | 41.30 | 731.45 | 308.4 | 42.83 | 731.45 |
| Armatures verticales | Avi | 15.83 | 1.35 | 5.22 | 7.71 | 1.03 | 18.28 | 7.7 | 1.07 | 18.28 |
| | Avj | 0.86 | 0.36 | 1.78 | 2.13 | 1.38 | 2.13 | 0.55 | 0.1 | 2.6 |
| | Av | 16.7 | 1.71 | 7 | 9.84 | 2.41 | 20.41 | 8.25 | 1.17 | 20.88 |
| | Av /Lt | 13.91 | 9.5 | 11.66 | 8.2 | 2 | 17 | 6.87 | 0.97 | 17.4 |
| | Amin | 15.75 | 15.75 | 15.75 | 12.6 | 12.6 | 12.6 | 12.6 | 12.6 | 12.6 |
| | Amin/L | 13.12 | 13.12 | 13.12 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 |
| | Av | 13.91 | | | 17 | | | 17.4 | | |

| | | | | |
|-------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Ferrailage | 2(6HA14) | 2(6HA14) | 2(6HA14) |
| | A adoptée | 18.48 | 18.48 | 18.48 |
| Armatures horizontales | Ah | 4.62 | 4,62 | 4,62 |
| | Ahmin | 4.5 | 3.6 | 3.6 |
| | Ferrailage | 2(4HA10) | 2(4HA10) | 2(4HA10) |
| | A adoptée | 6,28 | 6,28 | 6,28 |
| Armatures transversales | Ferrailage | 4ep HA8 | 4ep HA8 | 4ep HA8 |
| EspacementSt | Zone Courante | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| | Zone Nodale | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| Vérification | $\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa | $\sigma_{bc} = 4.52 < 15$ | $\sigma_{bc} = 4.52 < 15$ | $\sigma_{bc} = 2.17 < 15$ |
| | $\bar{\tau}_b = 5$ MPa | $rb = 0.33 < 5$ | $rb = 0.33 < 5$ | $rb = 0,43 < 5$ |
| | $\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa | $ru = 0.24 < 3,26$ | $ru = 0,25 < 3,26$ | $ru = 0,031 < 3,26$ |

Tableau VI. 11: Ferrailages des voiles longitudinaux

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

| Voile T1 | | Zone I | | | Zone II | | | Zone III | | |
|------------------------|----------------|----------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Sollicitations | N | -1511.9 | 377.65 | -1511.9 | -866.72 | -12.2 | -63.52 | -482.98 | 106.88 | 36.7 |
| | M | -1150.9 | 239.51 | -1150.9 | 26.86 | 236.21 | 272.54 | 57.42 | 137.75 | 251.30 |
| | Vu | -340.95 | 340.7 | -340.95 | 17.57 | 81.13 | 115.6 | 37.03 | 78.53 | 80 |
| | Combinaison | 08GEYMIN | 08GEYMAX | 08GEYMIN | ELU | 08GEYMAX | 08GEYMAX | ELU | 08GEYMAX | 08GEYMAX |
| | σ_{max} | 8299.34 | 3573.23 | 8299.34 | -2486.16 | 3502.5 | 3876.67 | -748.63 | 2422.51 | 3891.83 |
| | σ_{min} | -16362.8 | -1559.11 | -16362.8 | -3291.96 | -3583.81 | -4299.83 | -2471.23 | -1709.99 | -3647.17 |
| | Lt | 1 | 0.45 | 1 | 1.5 | 0.75 | 0.78 | 1.5 | 0.91 | 0.98 |
| | Nt | 1037.41 | 201 | 1307.41 | 372.92 | 262.7 | 302.4 | 112.3 | 220.44 | 381.4 |
| Armatures verticales | Avi | 25.93 | 5.025 | 25.93 | 9.32 | 6.56 | 7.56 | 2.8 | 5.51 | 9.53 |
| | Avj | 8.75 | 3.93 | 8.75 | 0.67 | 1.56 | 0.74 | 1.42 | 1.83 | 2.01 |
| | Av | 34.68 | 8.95 | 34.68 | 10 | 8.12 | 8.3 | 4.22 | 7.34 | 11.54 |
| | Av/Lt | 34.68 | 19.88 | 34.68 | 6.66 | 10.82 | 10.64 | 2.81 | 8.06 | 11.77 |
| | Amin | 19.68 | 19.68 | 19.68 | 15.75 | 15.75 | 15.75 | 15.75 | 15.75 | 15.75 |
| | Amin/L | 13,13 | 13,13 | 13,13 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 | 10,50 |
| | Av | 34.68 | | | 10.50 | | | 11.77 | | |
| | Ferrailage | 2(6HA20) | | | 2(6HA12) | | | 2(6HA12) | | |
| | A adoptée | 37,68 | | | 13.58 | | | 13,58 | | |
| Armatures horizontales | Ah | 9,02 | | | 3.4 | | | 3.4 | | |
| | Ahmin | 5.62 | | | 4.5 | | | 4.5 | | |
| | Ferrailage | 2(4HA12) | | | 2 (4HA10) | | | 2(4HA10) | | |
| | A adoptée | 9,04 | | | 6.28 | | | 6.28 | | |

| Armatures transversales | Ferrailage | ep 4HA8 | ep 4HA8 | ep 4HA8 |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Espacement St | Zone courante | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| | Zone Nodale | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| Vérification | $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | $\sigma_{bc} = 3.03 < 15$ | $\sigma_{bc} = 2.7 < 15$ | $\sigma_{bc} = 1.5 < 15$ |
| | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | $rb = 1.41 < 5$ | $rb = 0.6 < 5$ | $rb = 0.41 < 5$ |
| | $\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | $iru = 1 < 3,26$ | $ru = 0.43 < 3,26$ | $ru = 0,3 < 3,26$ |

Tableau VI .12 : Ferrailage des voiles transversaux.

5.2. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- Puis faire les vérifications à l'ELS ($G + Q$)

5.2.1. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

5.2.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
 - **Poutres principales** : $A_{min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$
 - **Poutres secondaires** : $A_{min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
 - **Poutres principales** : $A_{max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$
 $A_{max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$
 - **Poutres secondaires** : $A_{max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$
 $A_{max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$
- 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 en moins égale à la moitié de la section sur l'appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II a.

Armatures transversales:

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
 - Zone nodale : $S_T \leq \min (h/4 ; 12\emptyset)$
 - Zone courante : $S_T \leq h / 2$

\emptyset : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

Calcul du ferrailage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

- 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A_{sc} = 0$)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue

- 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A_{sc} \neq 0$)

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad ; \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

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

M_u : Moment sollicitant.

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}}$$

On a deux cas :

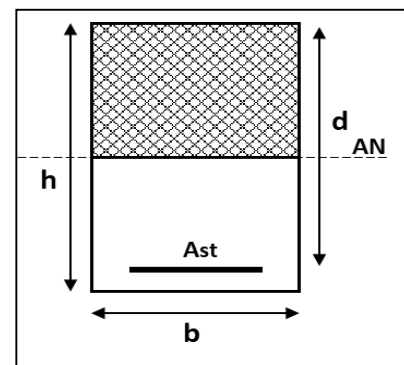


Figure VI.7 : Section simplement armée.

$$\text{Armatures comprimée : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

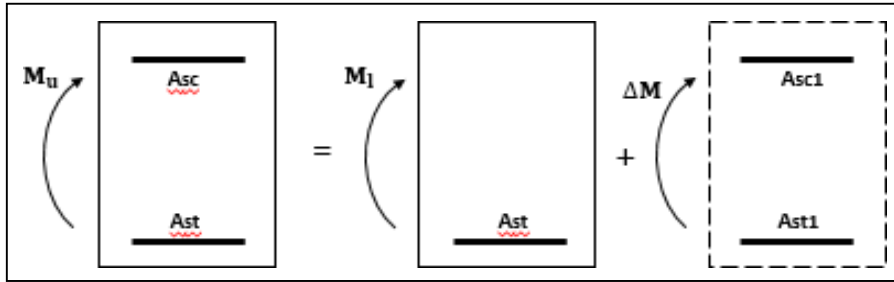


Figure VI.8 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

- **Exemple de calcul du ferrailage des poutres principales non relievées :**

En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.92 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.113$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$\mu = 0,113 \rightarrow \beta = 0.939$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{65.92 \times 10^3}{0.939 \times 37 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8077 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.138$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$\mu = 0,138 \rightarrow \beta = 0.925$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80.77 \times 10^3}{0.925 \times 37 \times 348} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Ferrailage des poutres principales :

Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres principales a l'ELU.

| | Localisation | Combinaison | Moments (KN.m) | Acal (cm ²) | Ferrailage | Aad (cm ²) |
|----------------------------|--------------|-------------|----------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|
| P.P non reliées aux voiles | Travée | ELU | 65.92 | 5.45 | 3HA14(fil)+ 1HA14(cha) | 6.16 |
| | Appuis | ELU | -80.77 | 6.8 | 3HA14(fil) + 3HA12(cha) | 8.01 |
| P.P reliées aux voiles | Travée | ELU | 37.4 | 3.01 | 3HA14(fil)+ 1HA14(cha) | 6.16 |
| | Appuis | ELU | -92.909 | 7.94 | 3HA14(fil) +HA12(cha) | 8.01 |

Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau VI.14 : Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.

| | Localisation | Combinaison | Moments (KN.m) | Acal (cm ²) | Ferrailage | Aad (cm ²) |
|------------------------|--------------|-------------|----------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|
| P.S non relia au voile | Travée | ELU | 47.06 | 3.82 | 3HA14(fil)+ 1HA12(cha) | 6.16 |
| | Appuis | ELU | -35.68 | 2.87 | 3HA14(fil)+ 1HA12(cha) | 6.16 |
| P.S relia au voile | Travée | ELU | 38.62 | 3.11 | 3HA14(fil)+ 1HA12(cha) | 6.16 |
| | Appuis | ELU | -65.66 | 5.44 | 3HA14 (fil)+ 1HA12(cha) | 6.16 |

- Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Tableau VI.15 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

| Poutres | Atot (cm ²) | Amin (cm ²) | Observation |
|------------------------------------|----------------------------|-------------------------|-------------|
| P.P non adhérees aux voiles | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 6 | CV |
| | 3HA14+ 3HA12=8.01 | 6 | CV |
| P.P adhérees aux voiles | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 6 | CV |
| | 3HA14+ 3HA12=8.01 | 6 | CV |
| P.S non adhérees aux voiles | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 5.25 | CV |
| | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 5.25 | CV |
| P.S adhérees aux voiles | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 5.25 | CV |
| | 3HA14+ 1HA12 = 6.16 | 5.25 | CV |

Verifications à l'ELU :

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

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.16 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

Tableau VI.16 : Vérification au cisaillement.

| Poutres | T _{max} (KN) u | τ_u (MPA) | $\bar{\tau}_u$ (MPA) | Observation |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------|----------------------|-------------|
| P.P non reliées aux voiles | 133.12 | 1.2 | 3.33 | CV |
| P.P reliées aux voiles | 118.2 | 1.06 | 3.33 | CV |
| P.S non reliées aux voiles | 66.4 | 0.7 | 3.33 | CV |
| P.S reliées aux voiles | 71.2 | 0.64 | 3.33 | CV |

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

$$T_{umax} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section 30X40 : } \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ Mpa}$$

$$\text{Section 30X35 : } \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ Mpa}$$

$$\text{Section 30X45 : } \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.42 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{ Mpa}$$

Tableau. VI .17 : Vérification de la condition de non fragilité.

| Poutres | Localisation | A _{adp} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Observation |
|-----------------------------------|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| P.P non reliées aux voiles | En travée | 6.16 | 1.34 | CV |
| | En appuis | 8.01 | 1.34 | CV |
| P.P reliées aux voiles | En travée | 6.16 | 1.34 | CV |
| | En appuis | 8.01 | 1.34 | CV |
| P.S non reliées aux voiles | En travée | 6.16 | 1.16 | CV |
| | En appuis | 6.16 | 1.16 | CV |
| P.S reliées aux voiles | En travée | 6.16 | 1.16 | CV |
| | En appuis | 6.16 | 1.16 | CV |

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

| Poutres | T_{max} (KN) u | T_u (KN) | Observation |
|----------------------------|------------------|------------|-------------|
| P.P non reliées aux voiles | 133.12 | 666 | CV |
| P.P reliées aux voiles | 118.2 | 666 | CV |
| P.S non reliées aux voiles | 66.4 | 576 | CV |
| P.S reliées aux voiles | 71.2 | 576 | CV |
| Poutre de chaînage | 26.95 | 756 | CV |

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers eu niveau des appuis :

$$SI \left(T_u - \frac{Mu}{0.9d} \right) < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

Tableau VI .19 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

| Poutres | T_{max} (KN) u | M_u (kn.m) | d(cm) | $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$ | Observation |
|----------------------------|------------------|--------------|-------|-------------------------|-------------|
| P.P non reliées aux voiles | 133.12 | 80.77 | 0.37 | -109.43 | CV |
| P.P reliées aux voiles | 118.2 | 92.909 | 0.37 | -160.88 | CV |
| P.S non reliées aux voiles | 66.4 | 47.06 | 0.32 | -97 | CV |
| P.S reliées aux voiles | 71.2 | 65.66 | 0.32 | -156.78 | CV |

Remarque :

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaires

Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9d \times \sum u_i}$$

- Poutres principales non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = (8 \times \pi \times 14) = \mathbf{351.68\text{mm}}$$

- Poutres principales adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = (8 \times \pi \times 14) = \mathbf{351.68\text{ mm}}$$

- Poutres secondaires non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 7 \times \pi \times 14 = \mathbf{307.72\text{mm}}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = (7 \times \pi \times 14) = \mathbf{307.72\text{ mm}}$$

Tableau VI.20 : Adhérence et l'entraînement des barres.

| | Tu | τ _{se} | τ _{se} | Observation |
|--------------------------------------|--------|-----------------|-----------------|-------------|
| P.P non adhérentes aux voiles | 133.12 | 1.14 | 3.15 | CV |
| P.P adhérentes aux voiles | 118.2 | 1.01 | 3.15 | CV |
| P.S non adhérentes aux voiles | 66.4 | 0.87 | 3.15 | CV |
| P.S adhérentes aux voiles | 71.2 | 0.94 | 3.15 | CV |

- Ancrage des barres:**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\theta f_e}{4\tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\text{ MPa}}$

Pour le Ø12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{ cm}^2$

Pour le Ø14 : $Ls = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}^2$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4Ls** pour les aciers HA.

Pour le Ø12 : $lr = 0.4ls = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

Pour le Ø14 : $lr = 0.4ls = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

- **Armatures transversales:**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{35}; 1.2; \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales:

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{35}; 1.2; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1.14; 1.2; 3) = 12 \text{ mm}$$

Poutres secondaires:

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{35}; 1.2; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

Poutres de chaînage:

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{35}; 1.2; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1.28; 1.2; 3) = 12 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $St \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi t \right\}$

- **En zone courante :** $St \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :

En zone nodale : $St \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi t \right\} = \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = \{10; 9.6\} = 9.6 \rightarrow St = 9 \text{ cm}$

En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires :

En zone nodale : $St \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi t \right\} = \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = \{8.75; 9.6\} = 8.75 \rightarrow St = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

- **Définition de la zone nodale et courante :**

- **Zone nodale :** $L' = 2 \times h$

Poutres principales : $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = \mathbf{80 \text{ cm}}$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = \mathbf{70 \text{ cm}}$

- **Zone courante:**

$$L \text{ courante} = L \text{ nue d'appuis} - 2L'$$

- **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armature minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$$

Tableau VI.21 : Armatures transversales minimales.

| | $A_{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$ | | A (cm ²) | Observation |
|----------------------------|--|---------------|----------------------|-------------|
| | Zone nodale | Zone courante | | |
| Poutres principales | 0.81 | 1.35 | 2.01 | Cv |
| Poutres secondaire | 0.72 | 0.9 | 2.01 | Cv |

Vérifications à l'ELS:

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

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

- Après avoir extrait les moments maximums à L'ELS de L'ETABS, les vérifications des contraintes dans le béton et les aciers calculer manuellement pour la poutre principale non adhéres aux voiles sont résumée comme suit :

Poutres principale non adhérees aux voiles :

Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.

| Positon | Ms (KN.m) | A (cm ²) | ρ | β1 | K1 | σ _{st} | σ _{bc} | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|-----------|--------------|----------------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|-------------|
| En travée | 46.64 | 6.16 | 0.555 | 0.889 | 30.04 | 230.18 | 7.66 | 348 | 15 | Cv |
| En appuis | 57.1 | 8.42 | 0.758 | 0.875 | 25 | 209.46 | 8.37 | 348 | 15 | Cv |

Après avoir extrait les moments maximums à L'ELS de L'ETABS, les vérifications des contraintes dans le béton et les aciers calculer avec logiciel socotec sont résumée comme suit :

Tableau VI.23 : Vérifications des constraints à l'ELS.

| Poutres | Positon | Ms (KN.m) | A (cm ²) | σ _{st} | σ _{bc} | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|---------------------------|-----------|--------------|-------------------------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|-------------|
| Pp adhéres aux voiles | En travée | 26.8 | 6.16 | 129.5 | 3.51 | 348 | 15 | CV |
| Pp adhéres aux voiles | En appuis | 67.4 | 8.42 | 239.7 | 7.46 | 348 | 15 | CV |
| Ps non adhéres aux voiles | En travée | 34.21 | 4.62 | 255.1 | 6.56 | 348 | 15 | CV |
| Ps non adhéres aux voiles | En appuis | 25.9 | 4.62 | 193.2 | 4.97 | 348 | 15 | CV |
| Ps adhéres aux voiles | En travée | 28.01 | 4.62 | 208.9 | 5.37 | 348 | 15 | CV |
| Ps adhéres aux voiles | En appuis | 47.75 | 6.88 | 241.4 | 7.42 | 348 | 15 | CV |
| Poutre de chainage | En travée | 7.30 | 3.39 | 55.4 | 1.07 | 348 | 15 | CV |

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

| | | | | | | | | |
|---------------------------|------------------|-------|------|-------|------|------------|-----------|-----------|
| Poutre de chaînage | En appuis | 15.53 | 3.39 | 117.8 | 2.27 | 348 | 15 | CV |
|---------------------------|------------------|-------|------|-------|------|------------|-----------|-----------|

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

- Les étapes suivirent sur socotec :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant M_u kN*m Moment .. : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement :

sécurité du béton :

sécurité de l'acier :

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

NUM

Pour l'aide, appuyez sur F1

Les données de la poutre de chaînage

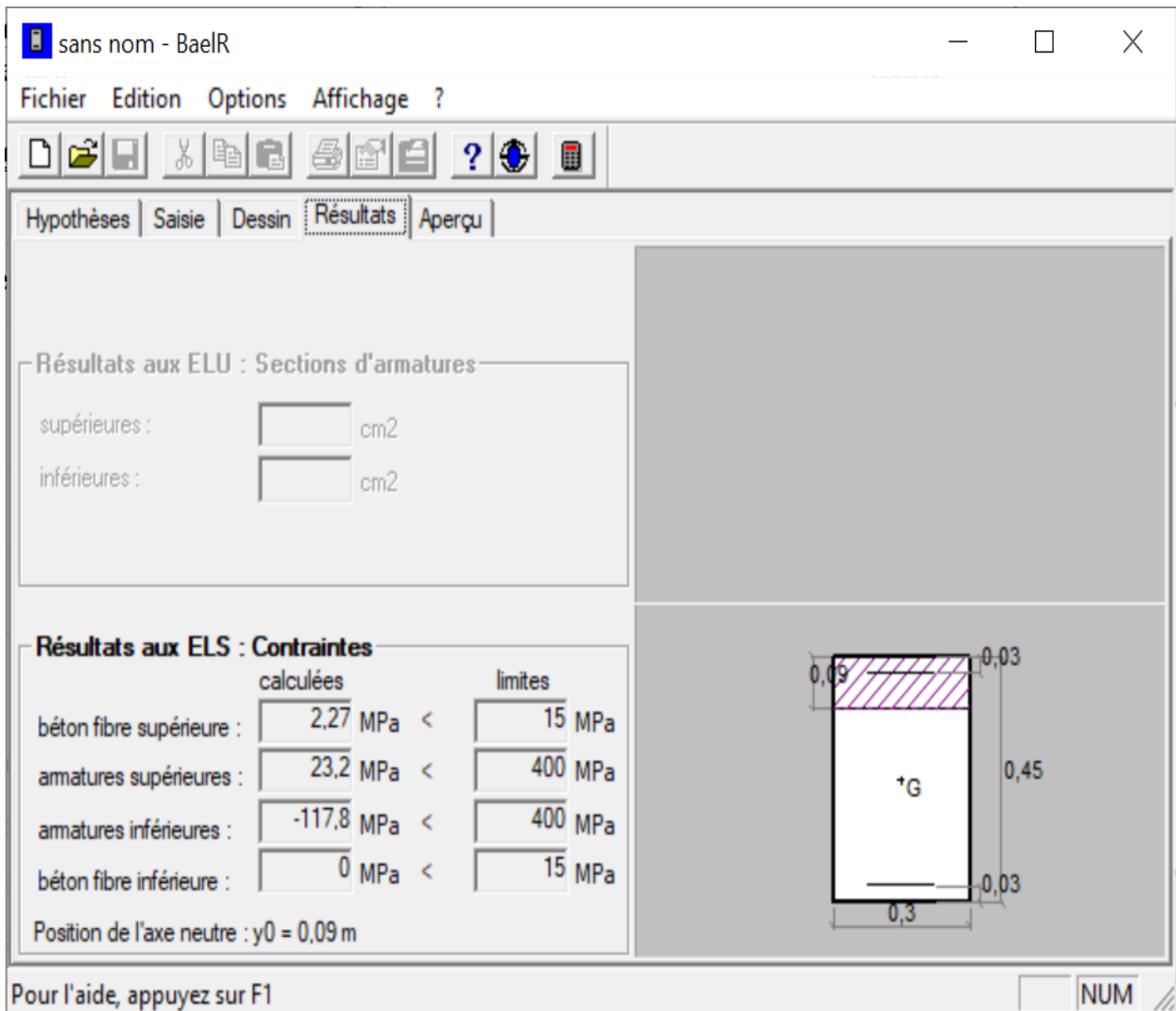


Figure VI.9 : Les résultats des contraintes aciers et béton.

Remarque :

Les mêmes étapes pour toutes les poutres.

Données saisies :

| | |
|--|----------------------|
| Largeur section : | 0,3 m |
| Hauteur section : | 0,45 m |
| Position centre de gravité des armatures supérieures : | 0,03 m |
| Position centre de gravité des armatures inférieures : | 0,03 m |
| Contrainte du béton : f_{ct} | 25 MPa |
| Limite élastique de l'acier : f_{el} | 400 MPa |
| Coefficient d'équivalence acier/béton : | 15 |
| | |
| Effort normal ELS : | 0 kN |
| Moment fléchissant ELS : | 15,53 kN*m |
| Section armatures supérieures ELS : | 3,39 cm ² |
| Section armatures inférieures ELS : | 3,39 cm ² |

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELS

| | |
|--|------------|
| Contrainte de la fibre supérieure du béton : | 2,27 MPa |
| Contrainte des armatures supérieures : | 23,2 MPa |
| Contrainte des armatures inférieures : | -117,8 MPa |
| Contrainte de la fibre inférieure du béton : | 0 MPa |

| | |
|---|---------|
| Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : | 15 MPa |
| Contrainte admissible des armatures supérieures : | 400 MPa |
| Contrainte admissible des armatures inférieures : | 400 MPa |
| Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : | 15 MPa |

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,09$ m

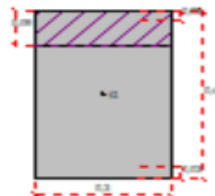


Figure VI.10 : Un résumé pour la poutre de chaînage.



Chapitre **VII**

Étude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont en contact direct avec le sol, elle assurant ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure, vers le sol sur lequel elles reposent. La fondation sert à :

- Limiter les tassements des sols.
- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge vertical centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécutions et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

► Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- Les radiers.

► Fondations profondes :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelque mètre à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

1. Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

2. Pré dimensionnement des fondations :

2.1. Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

($A \times B$) : dimension de la semelle.

($a \times b$) : dimension de poteau.

N_s : effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : capacité portante du sol

Avec :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

Donc :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_s = 1411.9 \text{ KN} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1411.9}{200}} \rightarrow B \geq 2.65 \text{ m}$$

Soit : $B = 2.65 \text{ m}$ et $A = 2.65 \times 1 = 2.65 \text{ m}$

Compte tenu de l'importance des dimensions des semelles, l'option de la semelle isolée est exclu afin d'éviter le risque de chevauchement de ces dernières, nous devons donc choisir entre des semelles filantes et un radier général.

2.2. Semelles filantes :

2.2.1. Semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s .

$$\sigma_s \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N_s : effort normal à la base du voile.

S : section de la semelle.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voiles.

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

| Voiles | σ_s | NS (KN) | L (m) | B (m) | S (m ²) |
|---------|------------|---------|-------|-------|---------------------|
| 4 VL1 | 200 | 1781.85 | 1.5 | 2.98 | 4.47 |
| 10 VL 2 | 200 | 1482.72 | 1.2 | 2.72 | 3.26 |
| | | | | | 50.48 |

- **Sens transversal :**

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

| Voiles | σ_s | NS (KN) | L (m) | B (m) | S (m ²) |
|--------|------------|---------|-------|-------|---------------------|
| 4 VT1 | 200 | 1511.9 | 1.5 | 2.75 | 4.125 |
| | | | | | 16.5 |

- **Section total des voiles :** $SV = 50.48 + 16.5 = 66.98 \text{ m}^2$

2.2.2. Semelles filantes sous les poteaux :

- **Hypothèses de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- **Étapes de calculs :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum Ni$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum Ni \cdot e + \sum Mi}{R}$$

- Détermination de la distribution par ML de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s}$$

On fera le calcul dans le sens longitudinal, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

| Poteaux | N (KN) | M (KN.m) | ei (m) | Ni.ei (KN.m) | e (m) | qmax (KN) | qmin (KN) | q (l/4) (KN) |
|--------------|---------------|--------------|---------|----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|
| C17 | 1237.42 | 3.222 | 12.45 | 15405.88 | - 0.072 | 347.64 | 359.66 | 350.61 |
| C19 | 1211.63 | 5.579 | 8.28 | 10032.3 | | | | |
| C20 | 1322.27 | - 4.077 | 3.46 | 4574.05 | | | | |
| C21 | 1190.00 | 0.027 | 0.0 | 0.0 | | | | |
| C22 | 1326.39 | 4.278 | - 3.46 | - 4589.31 | | | | |
| C23 | 1267.99 | - 5.555 | - 8.28 | - 10498.95 | | | | |
| C24 | 1250.19 | - 3.129 | - 12.45 | - 15564.86 | | | | |
| Somme | 8805.9 | 0.345 | | - 640.9 | | | | |

- **Exemple de calcul :**

- La charge totale transmise par les poteaux est : $\mathbf{R = \sum Ni = 8805.9 KN.}$

- Distribution des charges par mètre linéaire :

$$e = -0.072 < \frac{24.90}{6} = 4.15 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{8805.9}{24.90} \left(1 + \frac{6(-0.072)}{24.90}\right) = 347.64 \text{ KN.}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{8805.9}{24.90} \left(1 - \frac{6(-0.072)}{24.90}\right) = 359.66 \text{ KN.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{8805.9}{24.90} \left(1 + \frac{3(-0.072)}{24.90}\right) = 350.61 \text{ KN.}$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s} = \frac{350.61}{150} = 2.33 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 2.33 \times 24.90 = 58.01 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$\mathbf{S_p = S \times n}$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$\mathbf{S_p = 58.01 \times 7 = 406.07 \text{ m}^2}$$

La surface totale occupée par les semelles filantes :

$$\mathbf{S_t = S_p + S_v = 406.07 + 66.98 = 473.05 \text{ m}^2}$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 630 \text{ m}^2$

$$50\%S_{bat} = 630 \times 0.5 = 315 \text{ m}^2$$

$$315 \text{ m}^2 < 473.05 \text{ m}^2$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

3. Etude du radier général :

Ce sont des fondations qui s'étendent sur toute l'emprise d'un bâtiment. Ils constituent une solution lorsque la surface des semelles nécessaire est importante. Le radier nervuré se présente sous forme de plancher renversé, composé d'un réseau de poutres en partie supérieure et d'une dalle en partie inférieure. Soit composé seulement d'une dalle. Dans ce cas, les poteaux et voiles reposent directement sur la dalle, qui doit être par conséquent d'épaisseur importante.

3.1. Pré-dimensionnement du radier :

3.1.1. Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm.}$$

Avec : L_{max} : portée maximale ($L_{max} = 4.80 \text{ m}$)

$$h_t \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 25 \text{ cm.}$$

3.1.2. Hauteur des nervures :

Les nervures doivent avoir une hauteur qui vérifié :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_n = 50 \text{ cm.}$$

Avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{max}=4.80 \text{ m}$)

- Condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{480}{8} \leq h_n \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 0,6 \text{ cm} \leq h_n \leq 0,96 \text{ cm}$$

Pour faciliter la réalisation et pour des raisons de sécurité on opte pour une hauteur :

$h_n = 100$ cm.

3.1.3. Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$$

Ce qui nous conduit à :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapportée à l'unité de surface

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K = 40$ MPa.

I : inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : module de déformation longitudinal déferée.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.98 \text{ m}$$

✓ On prend : $h_n = 100 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

$$0.4 \leq b_n \leq 0.7$$

✓ On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} = 9.6 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{480}{40} = 12 \text{ cm}$$

✓ Soit $h_d = 10 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur du tablier $h_t = 25 \text{ cm}$
- Hauteur de la nervure $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante $h_d = 10 \text{ cm}$

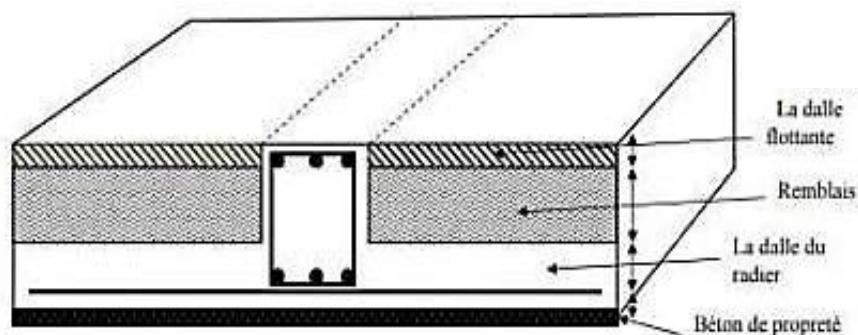


Figure VII.1: La coupe verticale d'un radier générale

3.2. Détermination de la surface du radier :

Charge permanente de la structure : $G = 51569.5 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 11959.7 \text{ KN}$

a) Combinaison d'action :

- A l'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 51569.5 + 1.5 \times 11959.7 = 87558.37 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 51569.5 + 11959.7 = 63529.2 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

- A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{87558.37}{1.33 \times 150} = 438.88 \text{ m}^2$$

- A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{63529.2}{150} = 423.52 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \max (438.88 ; 423.52) = 438.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 630 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 438.88 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

- **Débord minimum :**

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{hn}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50; 30 \text{ cm}) = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

Soit un débord de : $h_{\text{ded}} = \mathbf{50 \text{ cm}}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot h_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{deb}} = (24.9 + 22.2) \times 2 \times 0.50 = 47.1 \text{ m}^2$$

- Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 630 + 47.1 = 677.1 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier

3.3. Détermination des efforts à la base du radier :

3.3.1. Charges permanentes : $G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}}$

Poids du tablier :

$$S_{\text{radier}} \times h_t \times \rho_b = 677.1 \times 0.25 \times 25 = \mathbf{4231.87 \text{ KN}}$$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$S_{\text{radier}} \times h_t \times \rho_b = 677.1 \times 0.1 \times 25 = \mathbf{1692.75 \text{ KN}}$$

• **Poids des nervures :**

$$b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b = 0.55 \times (1 - 0.25) \times (24.9 \times 7 + 22.2 \times 7) \times 25 = \mathbf{3400.03 \text{ KN}}$$

• **Section de la nervure :**

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times (L_y \times 7 + L_x \times 7) = 0.55 \times (22.7 \times 7 + 24.9 \times 7) = \mathbf{183.26 \text{ m}^2}$$

• **Poids du remblai :**

$$((S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_t) \times \text{poids volumique remblai} = ((677.1 - 183.26) \times (1 - 0.25)) \times$$

$$17 = \mathbf{6296.46 \text{ KN}}$$

• **Poids du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{Poids du remblai} + \text{Poids des nervures} + \text{Poids de la dalle flottante}$$

$$G_{\text{radier}} = 4231.87 + 6296.46 + 3400.03 + 1692.75 = \mathbf{15621.11 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = \mathbf{51569.5 + 15621.11 = 67190.61 \text{ KN}}$$

3.3.2. Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times 2.5 = 677.1 \times 2.5 = \mathbf{1692.75 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = \mathbf{11959.7 + 1692.75 = 13652.45 \text{ KN}}$$

3.3.3. Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 67190.61 + 1.5 \times 13652.45 = \mathbf{111186 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 67190.61 + 13652.45 = \mathbf{80843.06 \text{ KN}}$$

3.4. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

3.4.1. Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.3 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 11.1 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

3.4.2. Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.6 \times 22.2^3}{12} = 22429.15 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.2 \times 24.6^3}{12} = 27640.83 \text{ m}^4$$

3.5. Vérifications :

3.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}.$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$

$$T_{u \max} = \frac{qu L_{\max}}{2} = \frac{Nu \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{111186 \times 1}{677.1} \times \frac{4.80}{2} = 394.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{394.10 \times 10^3}{1000 \times 225} = \mathbf{1.7 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

3.5.2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme dans le sens considéré :

$$\mathbf{M = M_0 + V_0 \times h}$$

Avec :

$\mathbf{M_0}$: moment à la base de l'ouvrage.

$\mathbf{V_0}$: effort tranchant à la base de l'ouvrage.

\mathbf{h} : hauteur du radier.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

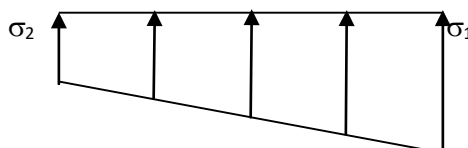


Figure VII.2: Diagramme des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_s$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} \times V \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} \times V$$

N_u = 111186 KN ; **N_s = 80843.06 KN**

Tableau VII.4 : Les sollicitations du radier.

| Sollicitations | | M0 (KN.m) | V0 (KN) | h (m) | M (KN.m) |
|----------------|----|-----------|---------|-------|----------|
| Sens | XX | 57797.575 | 2856.79 | 1 | 60654.36 |
| | YY | 56981.866 | 2834.11 | 1 | 59815.97 |

Tableau VII.5 : Récapitulatif des contraintes.

| | M KN.m | ELU | | | ELS | | | 1.33 σ _s KN/m ² | obs |
|---------------|----------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|-----|
| | | σ ₁ KN/m ² | σ ₂ KN/m ² | σ _m KN/m ² | σ ₁ KN/m ² | σ ₂ KN/m ² | σ _m KN/m ² | | |
| Sens X | 60654.36 | 191.2 | 137.22 | 177.70 | 146.4 | 92.41 | 132.90 | 266 | cv |
| Sens Y | 59815.97 | 190.82 | 137.6 | 177.51 | 146.01 | 92.79 | 132.70 | 266 | cv |

3.5.3. Vérification au poinçonnement :

Il s'agit de vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 1 m.

Poteaux :

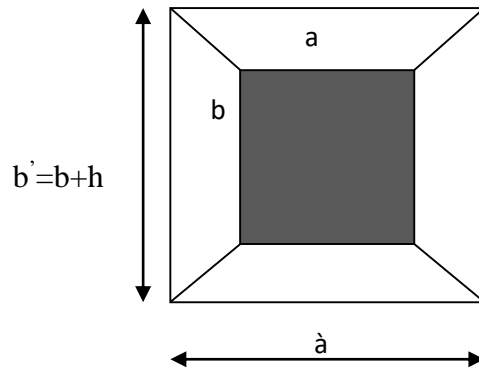


Figure VII.3: Périmètre utile des poteaux

- **Vérification pour les poteaux :**

N_u : charge du poteau à l'ELU égale à **1952.61 KN**

h : épaisseur total du radier égale à 100 cm.

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 7.8 \text{ m}$$

$$N'_u = 0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h = 0.045 \times 7.8 \times 25000 \times 1 = 8775 \text{ KN}$$

$$N_u = 8775 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 7.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 5850 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les voiles :**

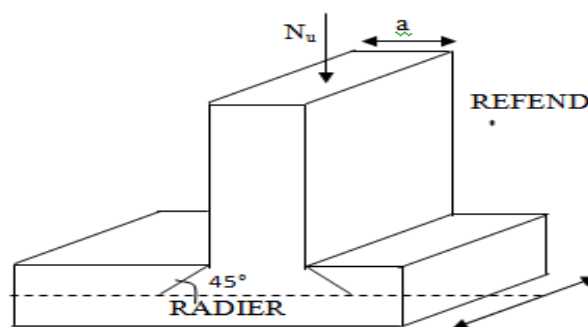


Figure VII.4: Périmètre utile des voiles

On considère une bonde de 1ml du voile.

N_u : charge du voile à l'ELU égale à **1482.72 KN**

$$e = 25 \text{ cm} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.25 + 1 + 2 \times 1) = 6.5 \text{ m}$$

$$N'_u = 0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h = 0.045 \times 6.5 \times 25000 \times 1 = 7312.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 7312.5 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$P = 67190.61 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

$$P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=100\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 677.1 \times 1.00 = 10156.5 \text{ KN}$$

$$P = 67190.61 \text{ KN} > P' = 10156.5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

3.5.4. Ferrailage de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisée 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU et sera vérifiée à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 177.70 - \frac{15621.11}{677.1} = \mathbf{154.63 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 132.90 - \frac{15621.11}{677.1} = \mathbf{109.83 \text{ KN/ml}}$$

Les panneaux sont soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures en considérant pour le calcul le panneau si dessous :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.8} = \mathbf{0.83}$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mathbf{M_x = \mu_x \times q \times l_x^2}$$

$$\mathbf{M_y = \mu_y \times M_x}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport ρ et du coefficient du poisson :

Avec : $\rho = 0.83$ et $\nu = 0$

- A l'ELU : $\mu_x = \mathbf{0.0531}$; $\mu_y = \mathbf{0.649}$

- A l'ELS : $\mu_x = \mathbf{0.0600}$; $\mu_y = \mathbf{0.750}$

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0531 \times 154.63 \times 4^2 = \mathbf{131.37 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.649 \times 131.37 = \mathbf{85.26 \text{ KN.m}}$$

- **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0.75M_x ou 0.75M_y**.

Moment sur appuis : **0.5M_x ou 0.5M_y**.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 131.37 = \mathbf{98.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 85.26 = \mathbf{63.94 \text{ KN.m}}$$

- **Aux appuis :**

$$- M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 131.37 = \mathbf{-65.68 \text{ KN.m}}$$

$$- M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 85.26 = \mathbf{-42.63 \text{ KN.m}}$$

• **Ferraillage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

➤ **sens Lx :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mtx}{b \times dx^2 \times fbu} = \frac{98.53 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = \mathbf{0.143} < \mu_l = \mathbf{0.392} \rightarrow \beta = \mathbf{0.922}$$

$$A_{st} = \frac{Mtx}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{98.53 \times 10^3}{0.922 \times 22 \times 348} = \mathbf{13.96 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armatures : **A_{st} = 7 HA 16 = 14.07 cm²**

Avec un espacement St = 15 cm

- **Aux appuis :**

$$\mu_\mu = \frac{Max}{b \times dx^2 \times fbu} = \frac{65.68 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = \mathbf{0.095} < \mu_l = \mathbf{0.392} \rightarrow \beta = \mathbf{0.945}$$

$$A_{st} = \frac{Max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65.68 \times 10^3}{0.945 \times 22 \times 348} = \mathbf{9.08 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armatures : **A_{st} = 5 HA 16 = 10.05 cm²**

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ sens Ly :

- En travée :

$$\mu_{\mu} = \frac{Mty}{b \times dx^2 \times fbu} = \frac{63.94 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.093 < \mu_{li} = 0.392 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{Mty}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63.94 \times 10^3}{0.951 \times 22 \times 348} = 8.8 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 5 \text{ HA } 16 = 10.05 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu_{\mu} = \frac{May}{b \times dx^2 \times fbu} = \frac{42.63 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_{li} = 0.392 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{May}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.63 \times 10^3}{0.968 \times 22 \times 348} = 5.7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 4 \text{ HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

• Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

➤ Armature suivant le sens de Lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} ; W_x = \frac{Ax}{b \times h}$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section total du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0.0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{2.17}{2} \times 100 \times 25 = 2.17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_{\text{adp}} = 14.07 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_{\text{adp}} = 10.05 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Armature suivant le sens de Ly :**

$$W_y \geq W_0$$

$$A_y = W_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_{\text{adp}} = 10.05 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_{\text{adp}} = 8.04 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.15 f_c c 28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ **Suivant Lx :**

$$T_u = \frac{qu \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{154.63 \times 4 \times 4.8}{3 \times 4.8} = 206.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{206.17 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.94 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant Ly :**

$$T_u = \frac{qu \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{154.63 \times 4 \times 4.8}{2 \times 4.8 + 4} = 218.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{218.30 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0600 \times 109.83 \times 4^2 = 105.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.750 \times 105.83 = 79.07 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0.75M_x ou 0.75M_y.**

Moment sur appuis : **0.5M_x ou 0.5M_y**.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 105.83 = \mathbf{79.37 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 79.07 = \mathbf{59.30 \text{ KN.m}}$$

- **Aux appuis :**

$$- M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 105.83 = \mathbf{59.91 \text{ KN.m}}$$

$$- M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 79.07 = \mathbf{39.53 \text{ KN.m}}$$

• **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

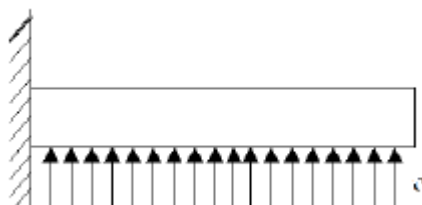
$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms (KN.m) | ρ | β | K | σ_{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|-----------|--------|-----------------------|-----------|--------|---------|-------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|-----|
| XX | Appuis | 14.07 | 79.37 | 0.639 | 0.883 | 27.73 | 290.39 | 348 | 10.47 | 15 | C.V |
| | Travée | 10.05 | 59.30 | 0.457 | 0.897 | 33.54 | 299 | 348 | 8.91 | 15 | C.V |
| YY | Appuis | 10.05 | 59.91 | 0.457 | 0.897 | 33.54 | 302.07 | 348 | 9 | 15 | C.V |
| | travée | 8.04 | 39.53 | 0.365 | 0.906 | 38.19 | 246.67 | 348 | 6.45 | 15 | C.V |

Ferraillage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



L = 50cm

- A l'ELU :

$q_u = 154.63 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-154.63 \times 0.5^2}{2} = -19.33 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.33 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.33 \times 10^3}{0.986 \times 22 \times 348} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

3.6. Etudes des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

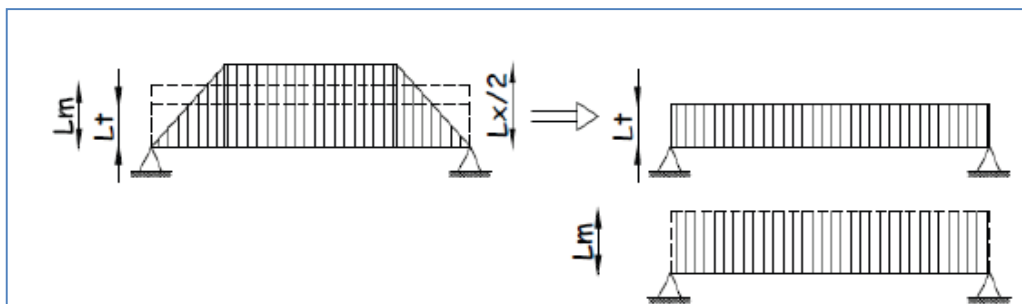


Figure VII.5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **Charges trapézoïdale :**

$$L_m = lx \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = lx \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

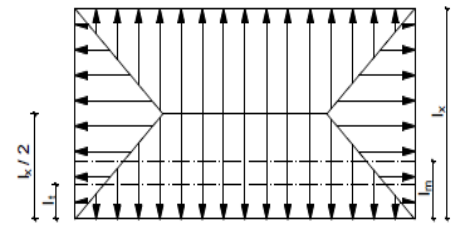


Figure VII.6: Répartition trapézoïdale

- **Charges triangulaires :**

$$L_m = 0.333 \times lx$$

$$L_t = 0.25 \times lx$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q = q \times L_t$

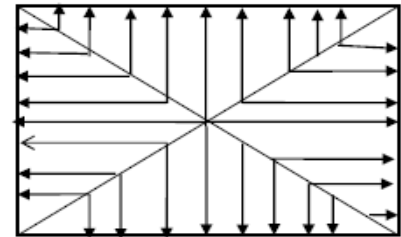


Figure VII.7: Répartition triangulaire

$$\text{ELU} : qu = \sigma_m^{\max} - \frac{Grad}{Srad} + \frac{Gner}{Sner} = 177.70 - \frac{15621.11}{677.1} + \frac{3400.03}{183.26} = \mathbf{136.08 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{ELS} : qu = \sigma_m^{\max} - \frac{Grad}{Srad} + \frac{Gner}{Sner} = 132.90 - \frac{15621.11}{677.1} + \frac{3400.03}{183.26} = \mathbf{91.28 \text{ KN/m}^2}$$

Calcul a l'ELU :

Sens YY :

Tableau VII.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

| Travée | | lx | ly | ρ | Chargement | Lm | Lt | QU | QU | Σ QU | QU | Σ QU |
|--------|---|-----|-----|--------|--------------|------|------|--------|--------|-------------|--------|---------------|
| 1-2 | 1 | 3.4 | 4.2 | 0.80 | Triangulaire | 1.13 | 1.05 | 136.08 | 153.77 | 307.54 | 142.88 | 306.18 |
| | 2 | 3.4 | 4.8 | 0.70 | Triangulaire | 1.13 | 1.2 | | 153.77 | | 163.3 | |
| 2-3 | 1 | 4 | 4.2 | 0.95 | Triangulaire | 1.33 | 1.05 | | 180.98 | 361.96 | 142.88 | 306.18 |
| | 2 | 4 | 4.8 | 0.83 | Triangulaire | 1.33 | 1.2 | | 180.98 | | 163.3 | |
| 3-4 | 1 | 3.7 | 4.2 | 0.88 | Triangulaire | 1.09 | 1.05 | | 148.33 | 296.66 | 142.88 | 306.18 |
| | 2 | 3.7 | 4.8 | 0.77 | Triangulaire | 1.09 | 1.2 | | 148.33 | | 163.3 | |

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS :

3.6.1. Moments fléchissant :

A l'ELU :

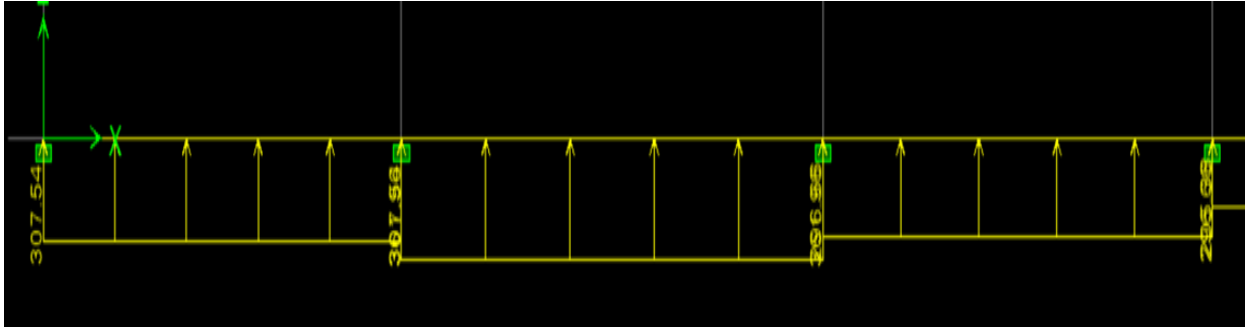


Figure VII.8: Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

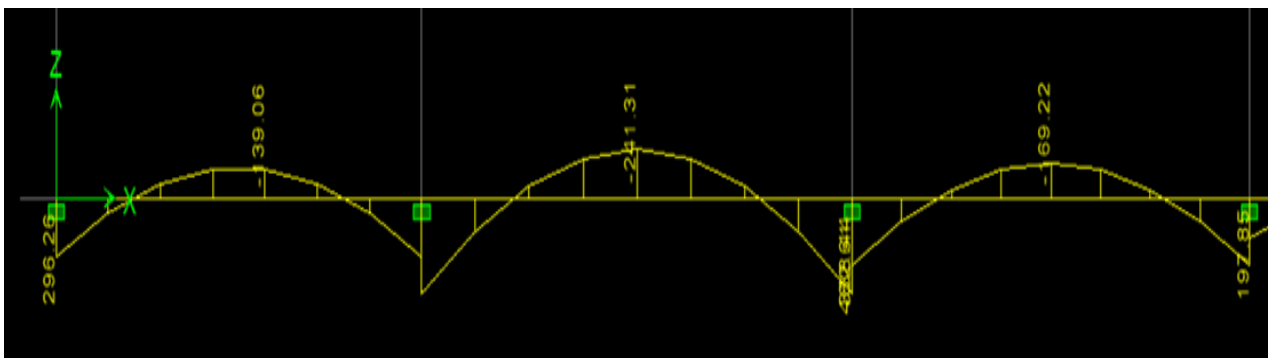


Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

3.6.2. Effort tranchant :

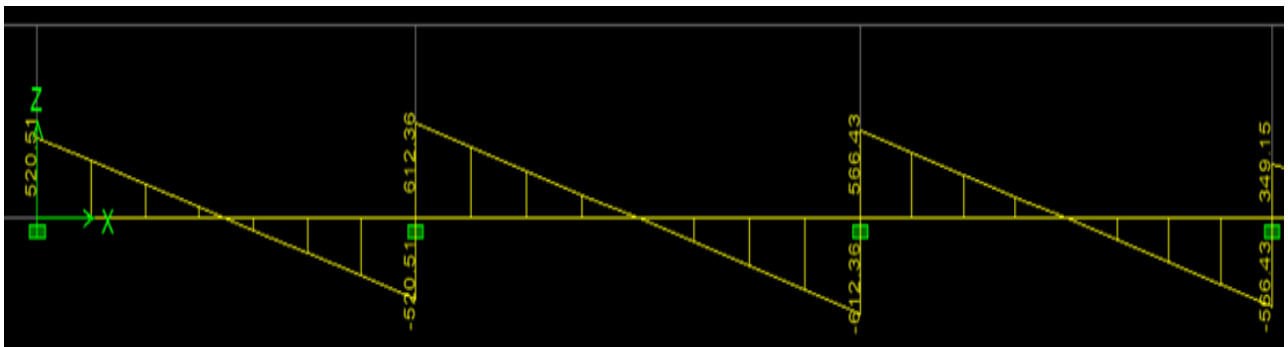


Figure VII.10: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (YY)

Sens XX :

Tableau VII.8 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

| Travée | lx | ly | ρ | Chargement | Lm | Lt | QU | QU | Σ QU | QU | Σ QU | |
|--------|----|-----|--------|------------|--------------|------|------|--------|-------------|--------|-------------|--------|
| 1-2 | 1 | 3.4 | 4.2 | 0.81 | Trapézoïdale | 1.36 | 1.26 | 136.08 | 185.06 | 375.57 | 171.46 | 325.23 |
| | 2 | 4.2 | 4 | 0.95 | Trapézoïdale | 1.4 | 1.13 | | 190.51 | | 153.77 | |
| 2-3 | 1 | 3.4 | 4.8 | 0.70 | Triangulaire | 1.13 | 1.2 | | 153.77 | 366.05 | 163.3 | 223.17 |
| | 2 | 4.8 | 4 | 0.83 | Trapézoïdale | 1.56 | 0.44 | | 212.28 | | 59.87 | |
| 3-4 | 1 | 3.3 | 3.4 | 0.97 | Trapézoïdale | 1.15 | 0.88 | | 156.5 | 306.18 | 119.75 | 255.83 |
| | 2 | 3.3 | 4 | 0.82 | Triangulaire | 1.1 | 1 | | 149.68 | | 136.08 | |

3.6.3. Moments fléchissant :

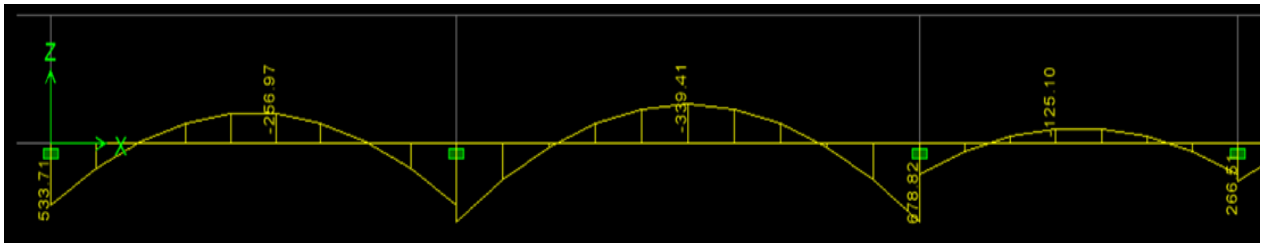


Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)

3.6.4. Effort tranchant :

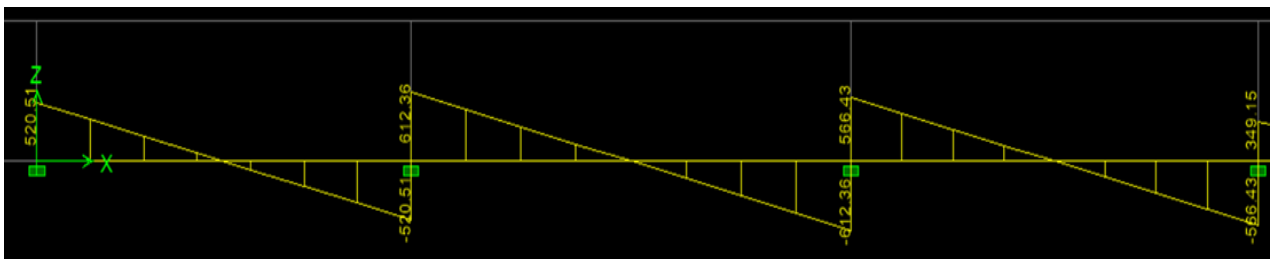


Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Après analyse nous avons tiré les résultats suivant :

Tableau VII.9 : Moments fléchissant max et l'effort tranchant max.

| | Moments aux appuis Ma (KN.m) | Moments en travée Mt (KN.m) | Effort tranchant T (KN) |
|----------------|---------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| Sens yy | 482.61 | 241.31 | 612.36 |
| Sens xx | 678.82 | 339.41 | 656.73 |

3.6.5. Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

h = 100 cm, b = 50 cm, d = 97 cm

3.6.5.1. Condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le ferrailage des sections est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures

| Sens | Zone | Mu (KN.m) | μ | β | Acal | Acnf | Choix | Aadp |
|------------|---------------|--------------|-------|-------|-------|------|--------------------------|-------|
| X-X | Appuis | 678.82 | 0.092 | 0.952 | 21.12 | 6.44 | 5HA20 (fil) +5HA20(chap) | 31.42 |
| | Travée | 339.41 | 0.046 | 0.976 | 10.30 | 6.44 | 5HA20(fil)+5HA20(chap) | 31.42 |
| Y-Y | Appuis | 482.61 | 0.066 | 0.966 | 14.80 | 6.44 | 5HA20 (fil) +5HA20(chap) | 31.42 |
| | Travée | 241.31 | 0.032 | 0.984 | 7.26 | 6.44 | 5HA20(fil)+5HA20(chap) | 31.42 |

3.6.5.2. Vérification des recommandations exigées par le RPA :

- Le pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.5% de la section du béton :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 55 \times 100 \times 0.005 = 27.5 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.

| | | Atot (cm ²) | Amin (cm ²) | Observation |
|----------------|---------------|-------------------------|-------------------------|--------------------|
| Sens XX | Appuis | 5HA20 + 5HA20 = 31.42 | 27.5 | Condition vérifiée |
| | Travée | 5HA20 + 5HA20 = 31.42 | 27.5 | Condition vérifiée |
| Sens YY | Appuis | 5HA20 + 5HA20 = 31.42 | 27.5 | Condition vérifiée |
| | Travée | 5HA20 + 5HA20 = 31.42 | 27.5 | Condition vérifiée |

Calcul des armatures transversales :

$$\varnothing t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing I\right)$$

$$\varnothing t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing I\right) = \min(28.57; 55; 20)$$

Soit : $\varnothing t = 10 \text{ mm}$

On opte pour : 2 cadre Ø10 + épingle $A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4.14 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing t\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 10\right) = 12 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

3.6.6. Quantité d'armatures transversales minimale :

Elle est donnée par : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$

Tableau VII.12 : Vérification des quantités d'armatures transversales.

| $A^{\min} = 0.003 \times S_t \times b_t$ | | A (cm ²) | Observation |
|--|---------------|----------------------|--------------------|
| Zone nodale | Zone courante | | |
| 2.55 | 3.82 | 4.14 | Condition vérifiée |

3.6.7. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leurs sections sont au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_P = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 HA 14 = 3.08 cm²

- **Vérification à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

Calcul a l'ELS :

Sens YY :

Tableau VII.13 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

| Travée | | lx | ly | ρ | Chargement | Lm | Lt | QS | QS | Σ QS | QS | Σ QS |
|--------|---|-----|-----|--------|--------------|------|------|-------|--------|-------------|--------|-------------|
| 1-2 | 1 | 3.4 | 4.2 | 0.80 | Triangulaire | 1.13 | 1.05 | 91.28 | 103.15 | 206.3 | 95.84 | 205.38 |
| | 2 | 3.4 | 4.8 | 0.70 | Triangulaire | 1.13 | 1.2 | | 103.15 | | 109.54 | |
| 2-3 | 1 | 4 | 4.2 | 0.95 | Triangulaire | 1.33 | 1.05 | | 121.40 | 242.8 | 95.84 | 205.38 |
| | 2 | 4 | 4.8 | 0.83 | Triangulaire | 1.33 | 1.2 | | 121.40 | | 109.54 | |
| 3-4 | 1 | 3.7 | 4.2 | 0.88 | Triangulaire | 1.09 | 1.05 | | 99.5 | 199 | 95.84 | 205.38 |
| | 2 | 3.7 | 4.8 | 0.77 | Triangulaire | 1.09 | 1.2 | | 99.5 | | 109.54 | |

A l'ELS :

Moments fléchissant :

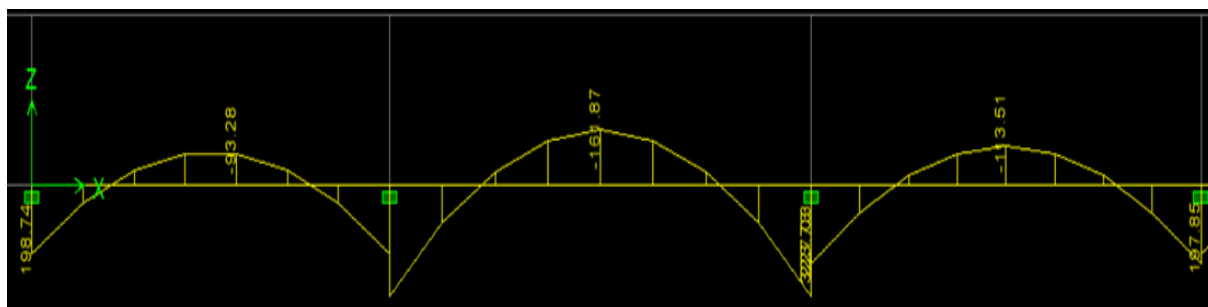


Figure VII.13: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Effort tranchant :

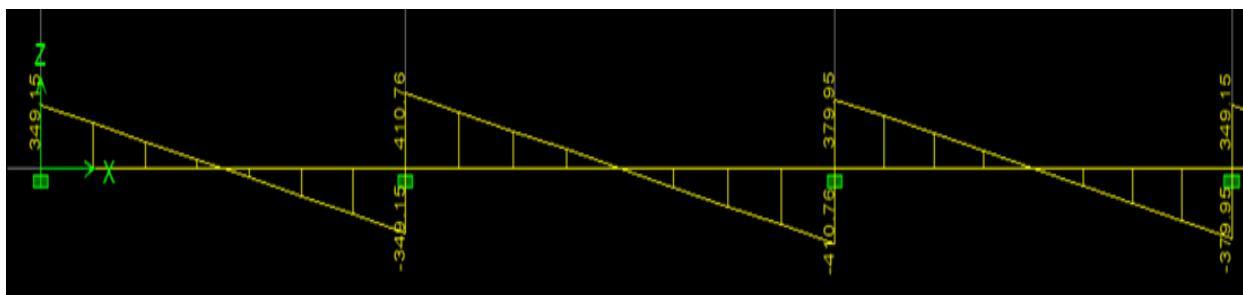


Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (YY)

Sens XX :

Tableau VII.14 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

| Travée | lx | ly | ρ | Chargement | Lm | Lt | QS | QS | Σ QS | QS | Σ QS | |
|--------|----|-----|--------|------------|--------------|------|------|-------|-------------|--------|-------------|---------------|
| 1-2 | 1 | 3.4 | 4.2 | 0.81 | Trapézoïdale | 1.36 | 1.26 | 91.28 | 124.14 | 251.93 | 115.01 | 218.15 |
| | 2 | 4.2 | 4 | 0.95 | Trapézoïdale | 1.4 | 1.13 | | 127.79 | | 103.14 | |
| 2-3 | 1 | 3.4 | 4.8 | 0.70 | Triangulaire | 1.13 | 1.2 | | 103.14 | 245.54 | 109.53 | 149.69 |
| | 2 | 4.8 | 4 | 0.83 | Trapézoïdale | 1.56 | 0.44 | | 142.4 | | 40.16 | |
| 3-4 | 1 | 3.3 | 3.4 | 0.97 | Trapézoïdale | 1.15 | 0.88 | | 104.97 | 205.37 | 80.32 | 171.6 |
| | 2 | 3.3 | 4 | 0.82 | Triangulaire | 1.1 | 1 | | 100.40 | | 91.28 | |

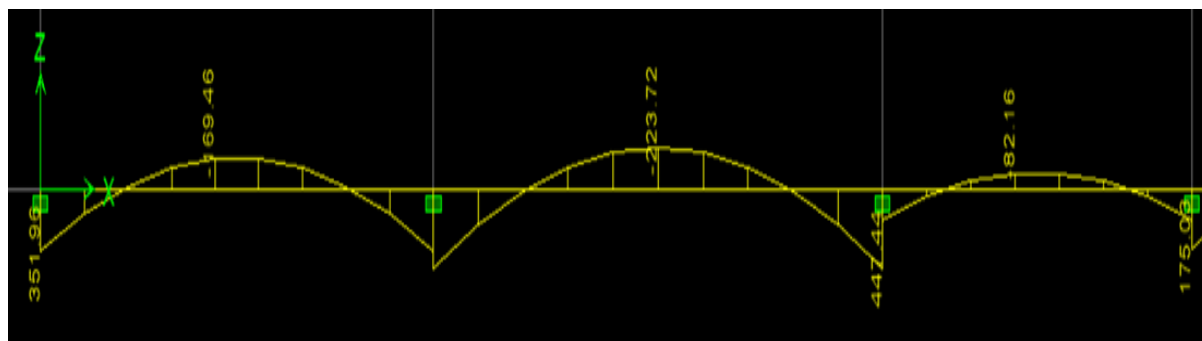


Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)

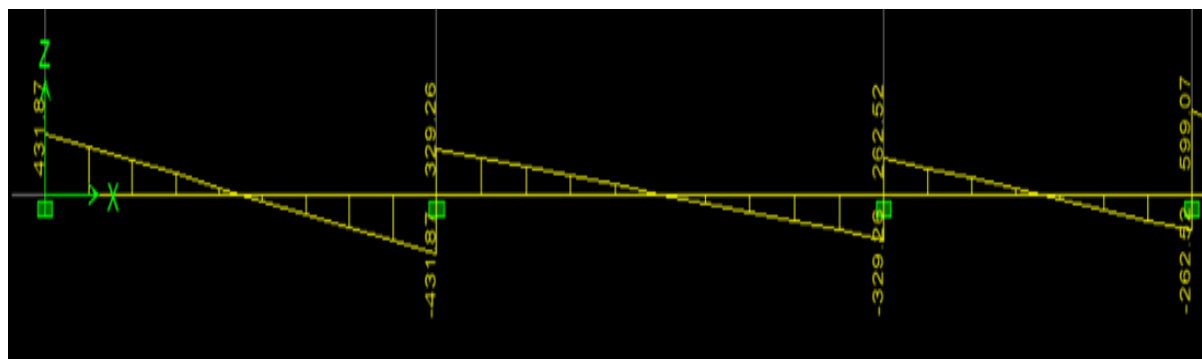


Figure VII.16: Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Les sollicitations maximales :

Tableau VII.15 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

| | Aux appuis | En travée |
|----------------|------------|-----------|
| Sens XX | 442.26 | 221.13 |
| Sens YY | 323.13 | 161.87 |

- **Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times Ast} ; \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes dans le béton.

| Sens | Zone | As | Ms | σ _{st} | σ _{bc} | σ̄ _{st} | σ̄ _{bc} | Observation |
|-----------|---------------|-------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|-------------|
| XX | Appuis | 25.76 | 442.26 | 197.75 | 6.06 | 348 | 15 | Vérifiée |
| | Travée | 19.64 | 221.13 | 128.11 | 3.35 | 348 | 15 | Vérifiée |
| YY | Appuis | 23.41 | 323.13 | 158.28 | 4.58 | 348 | 15 | Vérifiée |
| | Travée | 17.12 | 161.87 | 107 | 2.59 | 348 | 15 | Vérifiée |



Chapitre **VIII**

Mur plaque

Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis où qu'il mobilise.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

Dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le (RPA99/2003 Art 10.1.2) est égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Le voile périphérique est encastré des 4 cotés (poteaux, poutres et fondations) et peut être considéré comme une dalle pleine sollicitée en flexion simple par une pression triangulaire due à la pression des terres

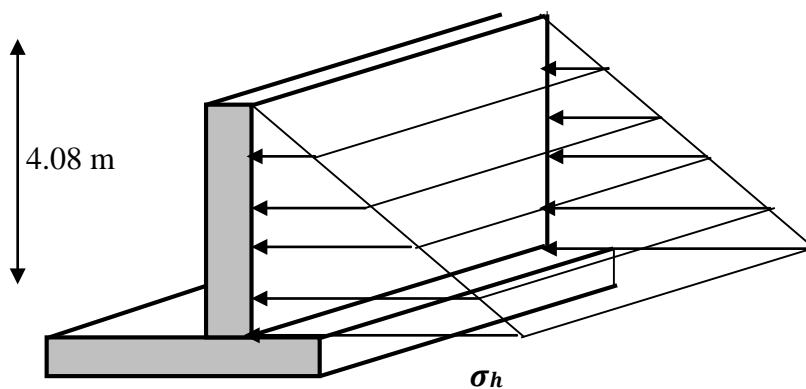


Figure VIII-1 : Pression des terres sur le voile périphérique.

Déterminations des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_h et σ_v , tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h + q$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres ($1 - \sin\varphi$)

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

φ : L'angle de frottement interne.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{kn/m}^2$
- Poids volumiques des terres : $\gamma=20\text{kn/m}^3$
- Angles de frottement interne : $\varphi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- $B=0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda=0$: la paroi du mur est verticale.
- $\delta=0$: obliquité nulle de la force de poussée des terres → Rankine est applicable
- Coefficient de la poussée des terres : $K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$

Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 q) ; 0 \leq h \leq 6.4\text{m}$$

Pour :

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_h = 0,5 (1,5 \times 10) = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (1,35 \times 20 \times 4.08 + 1,5 \times 10) = 62.58 \text{ kN/m}^2$$

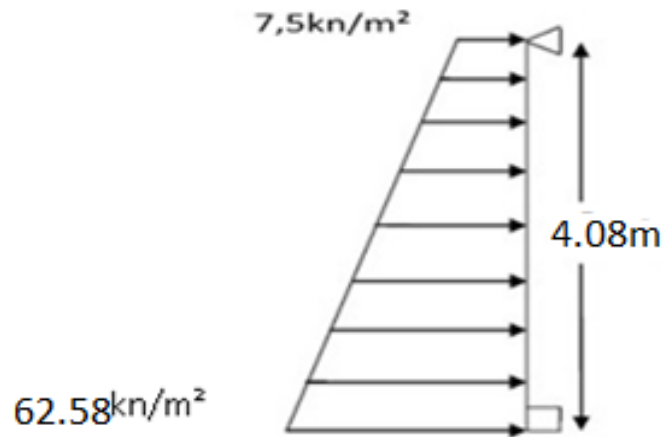


Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) ; 0 \leq h \leq 6.4\text{m}$$

Pour :

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08\text{m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (20 \times 4.08 + 10) = 45.8 \text{ kN/m}^2$$

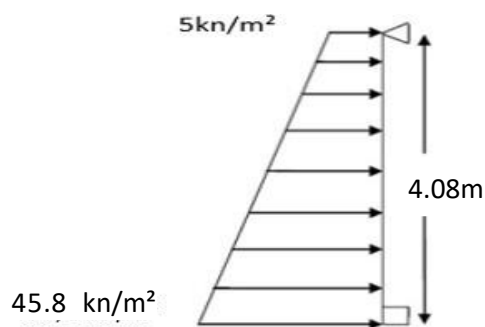


Figure VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- $ELU : q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3(62.58) + 7.5}{4} = 48.81 \text{ kn/ml.}$

- $ELS : q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3(45.8) + 5}{4} = 35.6kn/ml$

Ferraillage du mur plaque :

ELU :

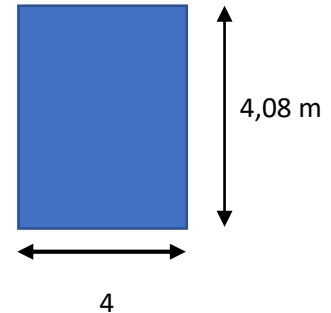
- Identification des panneaux :

$$l_x = 4 m$$

$$l_y = 4.08m$$

On a : $p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.08} = 0,98$

$0,4 < p = 0,98 < 1$, ; le panneau travaille dans deux sens.



L'ELU : v = 0

$$p = 0,98 \begin{cases} u_x = 0.0385 \\ u_y = 0.956 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \cdot qU \cdot l_x^2 = 0.0385 \times 48.81 \times 4^2 = 30.06kn.m$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0.956 \times 30.06 = 28.73kn.m$$

Moments en tenant compte des conditions d'appuis :

Sens x-x :

Aux appuis : $M_0^a = 0,5 M_0^x = 0,5 \times 30.06 = 15.03 kn.m$

En travée : $M_0^t = 0,75 M_0^x = 0,75 \times 30.06 = 22.54 kn.m$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_0^a = 0,5 M_0^y = 0,5 \times 28.73 = 14.36 kn.m$

En travée : $M_0^t = 0,75 M_0^y = 0,75 \times 28.73 = 21.54 kn.m$

L'ELS: v = 0.2

$$P = 0.98 \begin{cases} u_x = 0.0459 \\ u_y = 0.970 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu x. q s. l_x^2 = 0.0459 \times 35.6 \times 4^2 = 26.14 \text{ kn.m}$$

$$M_0^y = \mu y. M_0^x = 0.970 \times 26.14 = 25.35 \text{ kn.m}$$

Moments en tenant compte des conditions d'appuis :

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_0^a = 0,5 M_0^x = 0,5 \times 26.14 = 13.07 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_0^t = 0,75 M_0^x = 0,75 \times 26.14 = 19.60 \text{ kn.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_0^a = 0,5 M_0^y = 0,5 \times 25.35 = 12.67 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_0^t = 0,75 M_0^y = 0,75 \times 25.35 = 19.01 \text{ kn.m}$$

Calcul des armatures :

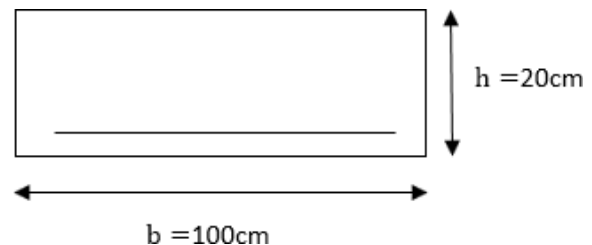
On a :

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

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



- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,0015. b.h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

- $b = 100 \text{ cm}$;
- h : épaisseur du voile = 20 cm .

On a :

- $\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$
- $A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$
- $A_{min} = 0,10\% \cdot b \times h = 2 \text{ cm}^2$ (RPA 2003/ART 10.1.2)

Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur plaque.

| Sens | Zone | M (KN m) | μ | β | A (cm ² /ml) | Amin (cm ²) | Adoptée | Adoptée (cm ²) | St |
|------------|--------|--------------|-------|---------|-------------------------|-------------------------|---------|----------------------------|----|
| X-X | Appuis | 15.03 | 0,036 | 0,982 | 2.6 | 2 | 6HA10 | 4.71 | 20 |
| | Travée | 22.54 | 0,055 | 0,971 | 3.92 | 2 | 6HA10 | 4.71 | 20 |
| Y-Y | Appuis | 14.36 | 0,035 | 0,982 | 2.47 | 2 | 6HA10 | 4.71 | 20 |
| | Travée | 21.54 | 0,052 | 0,973 | 3.74 | 2 | 6HA10 | 4.71 | 20 |

Vérification des espacements des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t < \min (2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de

traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times r_{se}}$$

Avec : $r_{se} = 0,6 \times T^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$

pour les HA10 ; $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm} \rightarrow L_s = 40 \text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal , la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0,4 pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1,21).

Pour $\varnothing 10$ $L_a = 14 \text{cm}$.

Vérification de contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

On doit vérifier que : **Art.A.4.5.33 BAEL**

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures de hautes adhérences, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

D'où :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}} = \min(266,67 ; 181,75) \quad \overline{(\sigma_{st})} = 181,75 \text{Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms | ρ | β | K1 | σ_t | $\overline{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|-----------|---------------|-----------------------|-------|--------|---------|-------|------------|--------------------------|---------------|--------------------------|-----------|
| XX | Appuis | 4.71 | 13.07 | 0,277 | 0,917 | 45.24 | 17.80 | 201.63 | 0.4 | 15 | CV |
| | Travée | 4.71 | 19.60 | 0.277 | 0.917 | 45.24 | 26.7 | 201.63 | 0.6 | 15 | CV |
| YY | Appuis | 4.71 | 12.67 | 0.277 | 0.917 | 45.24 | 17.25 | 201.63 | 0.38 | 15 | CV |
| | Travée | 4.71 | 19.01 | 0.277 | 0.917 | 45.24 | 25.9 | 201.63 | 0.57 | 15 | CV |

Etat limite de déformation nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$: hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

A : section d'armature.

b : section d'armatures

d : hauteur utile de la section droite.

M_0 : valeur maximum du moment isostatique

Sens x-x :

$$q_s = 35.6 \text{ kn/m}$$

- $M_0^x = \frac{q_l^2}{8} = 35.6 \times \frac{4^2}{8} = 71.2 \text{ kn.m}$
- $M_0^t = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 71.2 = 53.4 \text{ kn.m}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ Condition non vérifier
- $\frac{As}{b.d} = \frac{4.71}{100 \times 17} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ Condition non vérifier
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{22.54}{10 \times 30.06} = 0.074 \rightarrow$ condition non vérifier

Sens y-y :

$$q_s = 36,5 \text{ kn/ml}$$

- $M_0^x = \frac{q_l^2}{8} = 35.6 \times \frac{4.08^2}{8} = 74.07 \text{ kn.m}$
- $M_0^t = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 74.07 = 55.55 \text{ kn.m}$
- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{20}{408} = 0.049 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ Condition non vérifier
- ✓ $\frac{As}{b.d} = \frac{4.71}{100 \times 17} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ Condition non vérifier
- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{20}{408} = 0.049 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{22.54}{10 \times 30.06} = 0.074 \rightarrow$ condition non vérifier

✓ $h = 2 \rightarrow$ Condition non vérifiée

Vérification de la flèche :

❖ **Sens x-x : L=4m**

On doit vérifier que :

$$\bar{f} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s}{E_v l} \leq f$$

La flèche admissible de la dalle est $f = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 36,5 \text{ kn/ml}$$

$l = 400 \text{ cm}$: portée entre nus d'appuis.

E_v : module de déformation différé égal à 10819 MPa (chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 4.71 = 2070.65 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : moment statique :

$$- S_{xx} = \frac{b^2 h}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 20 = 32663 \text{ cm}^3$$

$$- V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{32663}{2070.65} = 15.77 \text{ cm}$$

$$- V_2 = h - V_1 = 20 - 15.77 = 4.23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (15.77^3 + 4.23^3) + 15 \times 4.71 (4.23 - 2)^2 = 133603.80 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{36.5 \times 4^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 133603.80 \times 10^{-8}} = 0,0001 \leq \bar{f} = \frac{4}{500} = 0.008 \rightarrow CV$$

Sens y-y : L = 4,08 m

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{36.5 \times 4.08^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 133603.80 \times 10^{-8}} = 0,0001 \leq \bar{f} = \frac{4}{500} = 0.008 \rightarrow CV$$



Conclusion générale

L'étude de ce projet a permis de mieux appréhender une synthèse objective des connaissances acquises tout au long de notre formation en génie civil, un domaine vaste et complexe. Les calculs et les analyses réalisés ont fourni des résultats concluants, notamment le choix d'un système de contreventement par voiles avec un coefficient de comportement dynamique $R=3,5$. Ce système s'est révélé adéquat pour assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux sollicitations sismiques.

Pour les fondations, nous avons adopté un système de type radier nervuré, jugé le plus approprié pour notre structure. Ce choix permet une répartition efficace des charges et assure la reprise de tous les efforts. Toutes les étapes de calcul ont permis de dimensionner et de ferrailer les éléments structuraux, en respectant les vérifications nécessaires à l'état limite de résistance. Ces choix ont été validés après des vérifications à l'ELS, confirmant ainsi leur adéquation avec les exigences du projet.

Les difficultés rencontrées lors des calculs ont été enrichissantes, nous aidant à mieux comprendre le comportement de notre structure et à collaborer efficacement avec des experts du domaine. Les discussions approfondies avec ces professionnels ont enrichi notre compréhension et ont apporté des connaissances supplémentaires précieuses.

Parmi les conclusions de ce travail, il est clair que le séisme, en tant que chargement dynamique, est l'un des plus critiques à considérer dans la conception et le calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle des structures, rendue possible grâce au logiciel performant ETABS, a permis une modélisation précise et une meilleure compréhension des sollicitations sismiques. Il est indéniable qu'une étude sismique rigoureuse est indispensable pour le dimensionnement des différents éléments de la structure, car les sollicitations sismiques peuvent dépasser celles issues d'une descente de charge statique, en particulier pour les poteaux.

Le dimensionnement sous combinaisons sismiques entraîne une consommation plus importante de béton et d'armatures, mais cette approche garantit une sécurité optimale conformément aux normes. L'analyse dynamique a permis de comprendre certains phénomènes et comportements structurels, évitant une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et optimisant la disposition des voiles pour minimiser le phénomène de torsion.

Le ferrailage adapté aux efforts internes propres de chaque élément a conduit à des sections d'armatures plus économiques, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par les règlements. Ce travail constitue un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons que notre travail contribuera utilement aux recherches et projets des futures promotions, en apportant des bases solides et des solutions pratiques aux défis rencontrés en génie civil, tout en respectant scrupuleusement les réglementations en vigueur, notamment celles relatives au calcul du béton armé et à la réglementation parasismique algérienne.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

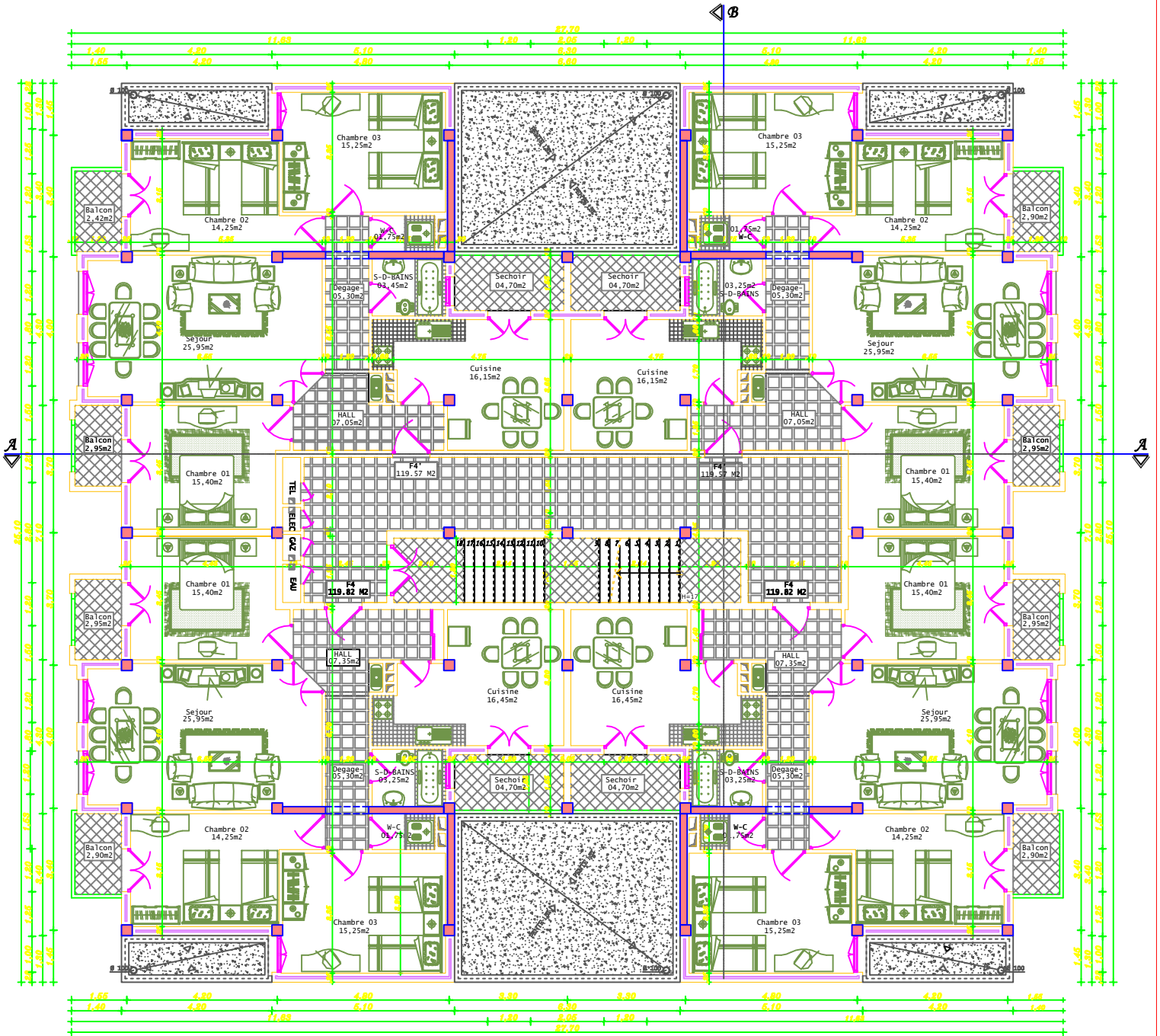
Ouvrages :

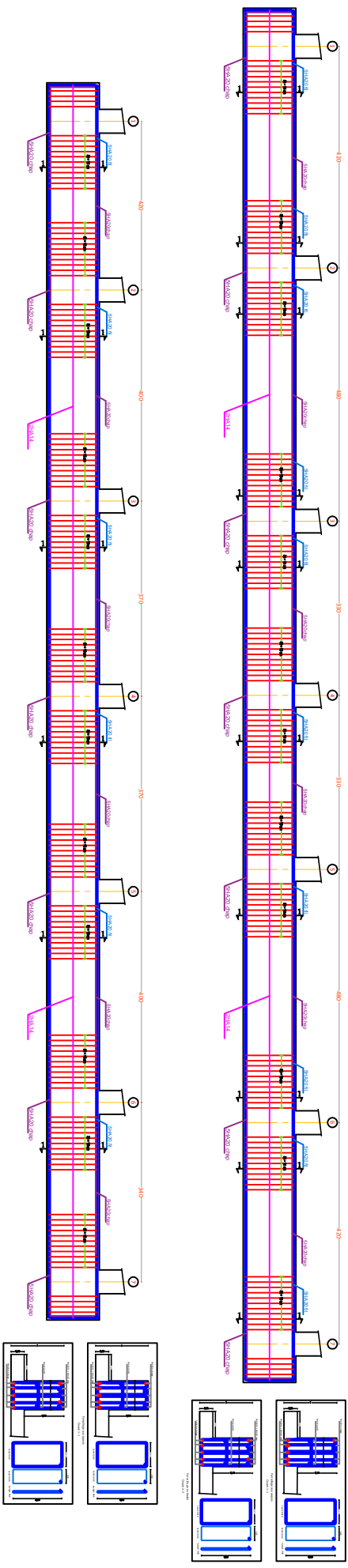
- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Normes et Documents Techniques :

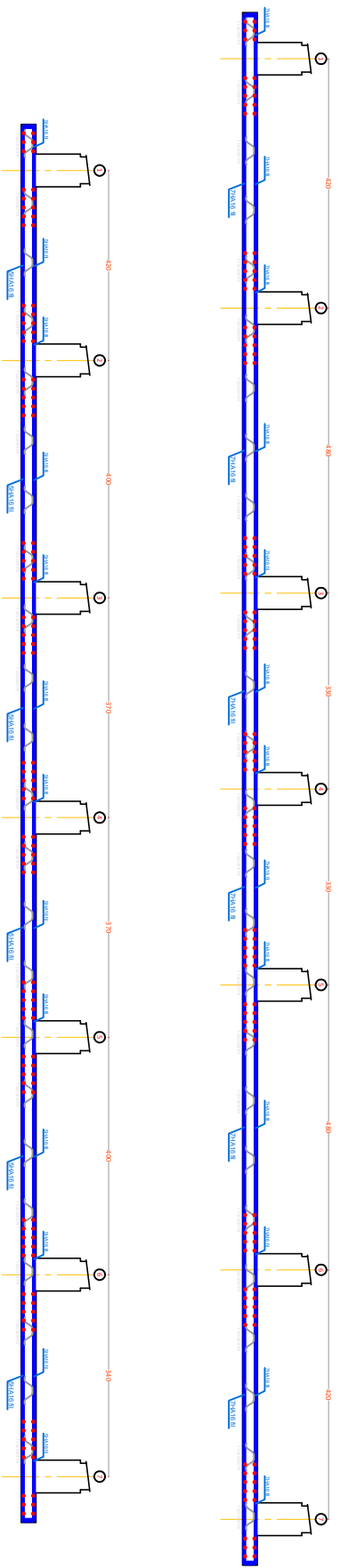
- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.

VUE EN PLAN du 3^{ème} ETAGE

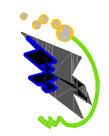




Ferrillage des nervures



Ferrillage de la dalle du Radier

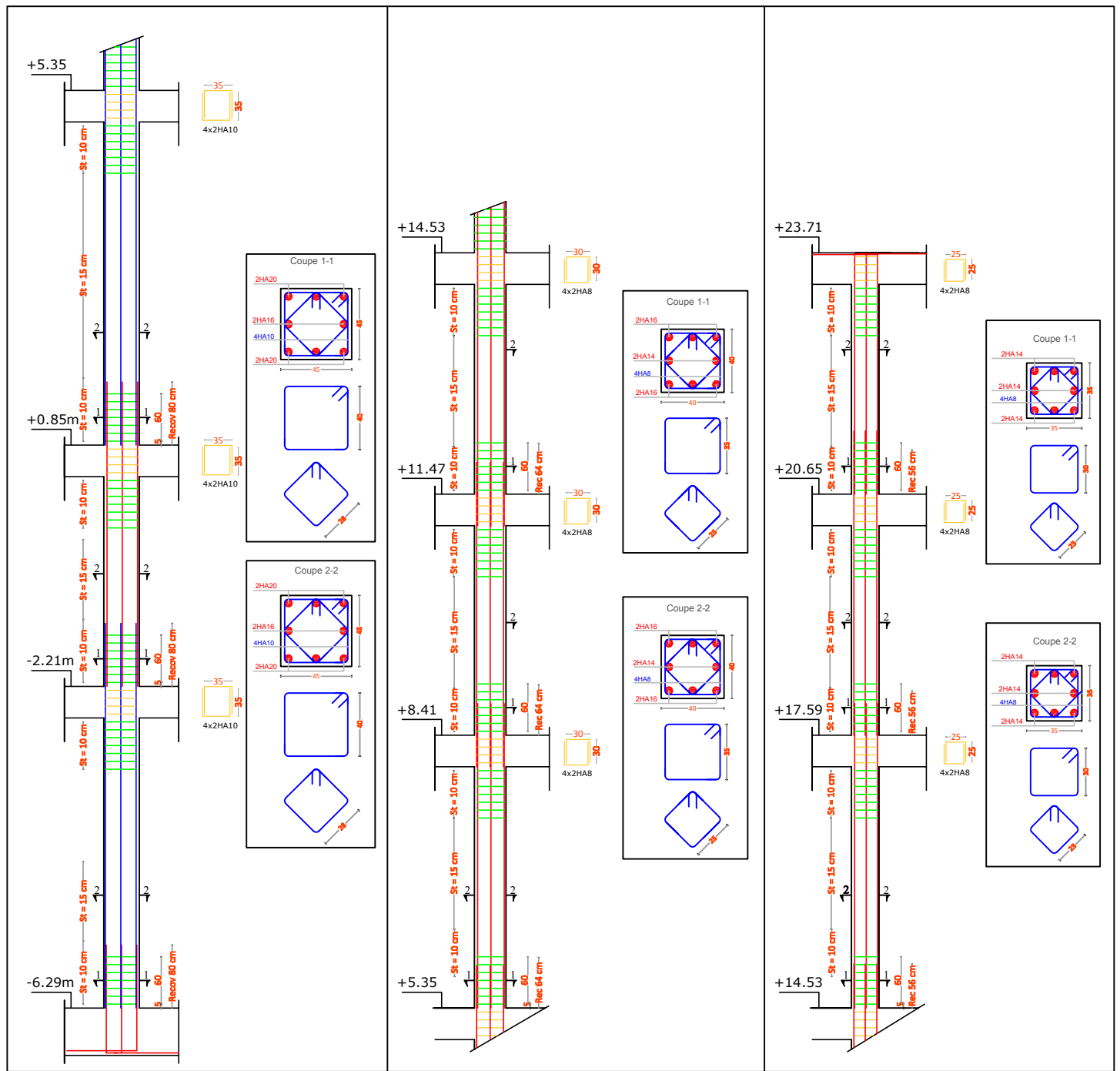


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

AZAIM Kahina & BENCHABANE Assia
 Encadrant : Mr. SI SALEM Abdelmadjid
 Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Ferrillage des fondations

Echelle : 1/50
 Planche N°03

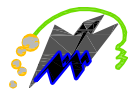


Dossier : Architecture

Désignation : Ferrailage des poteaux

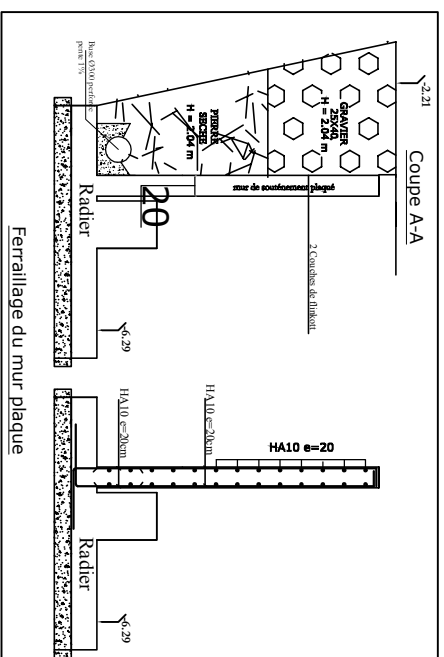
Echelle : 1/50

Planche N°01

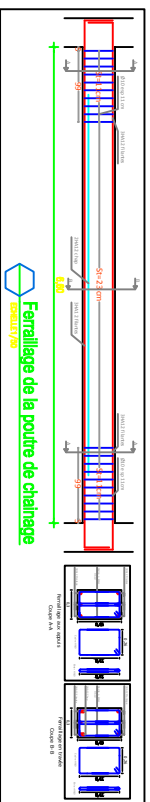


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

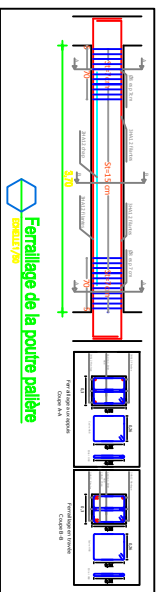
AZAIM Kahina & BENCHABANE Assia
 Encadrant : Mr. SI SALEM Abdelmadjid
 Promotion : © 2024



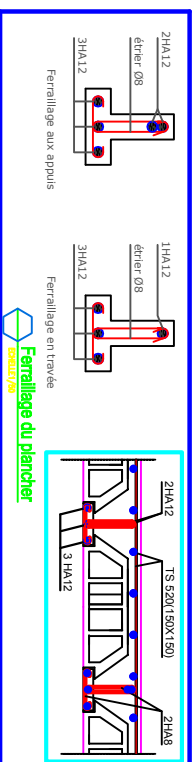
Ferrillage du mur plaqué



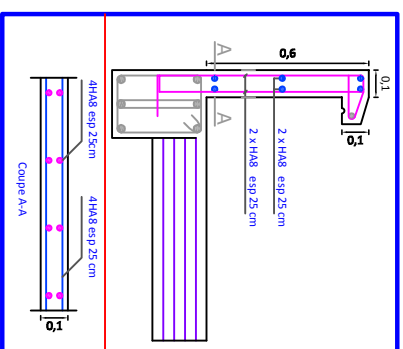
Ferrillage de la poutre de chaînage



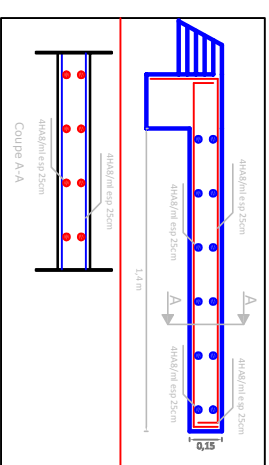
Ferrillage de la poutre palète



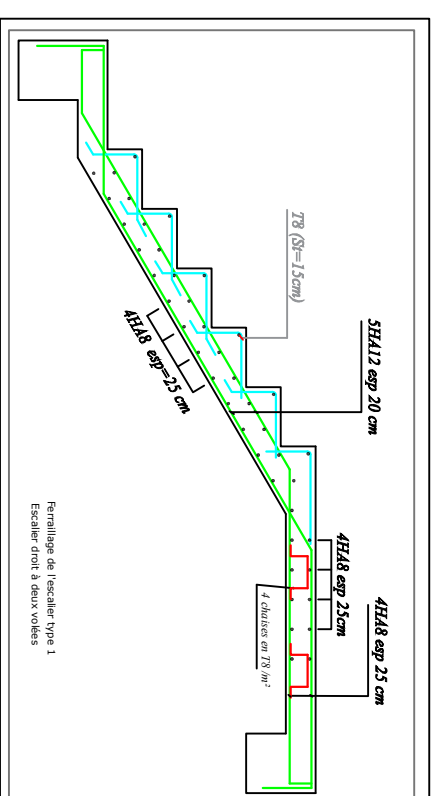
Ferrillage en travée



Ferrillage de l'acrotère

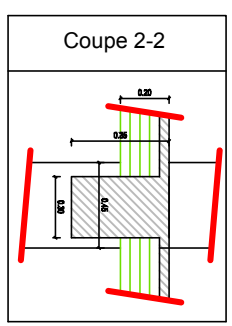
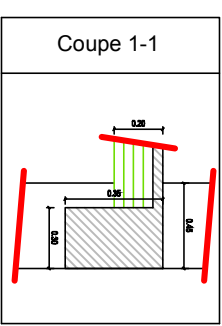
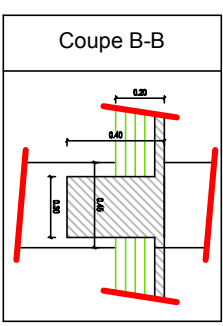
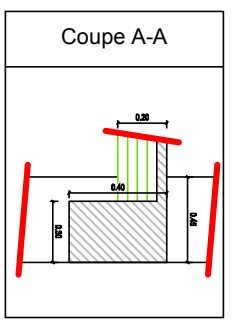
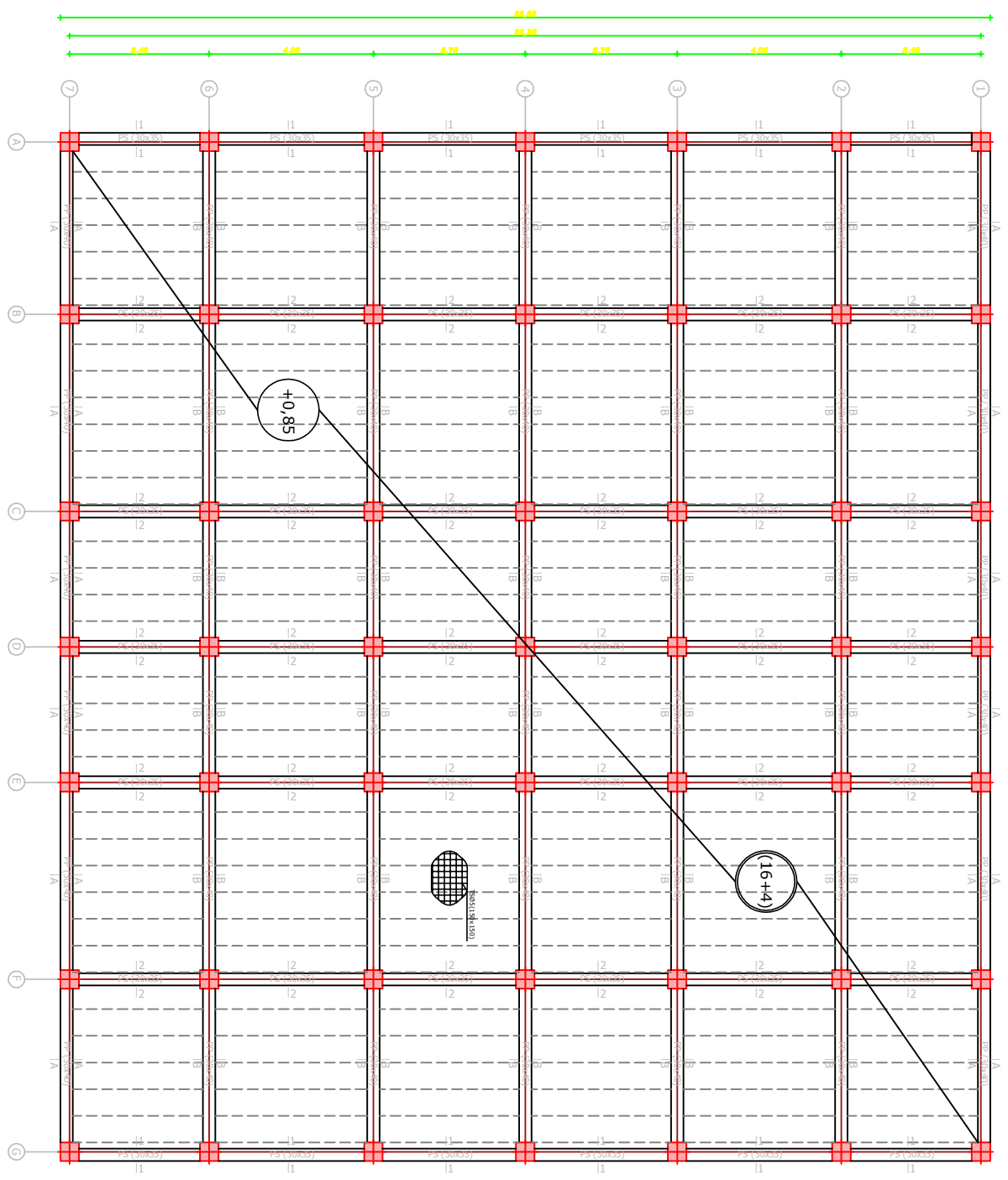
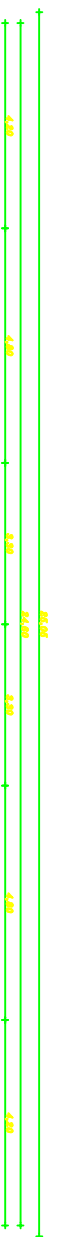


Ferrillage du lisenart



Ferrillage de l'escalier





Poteaux : (45x45) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

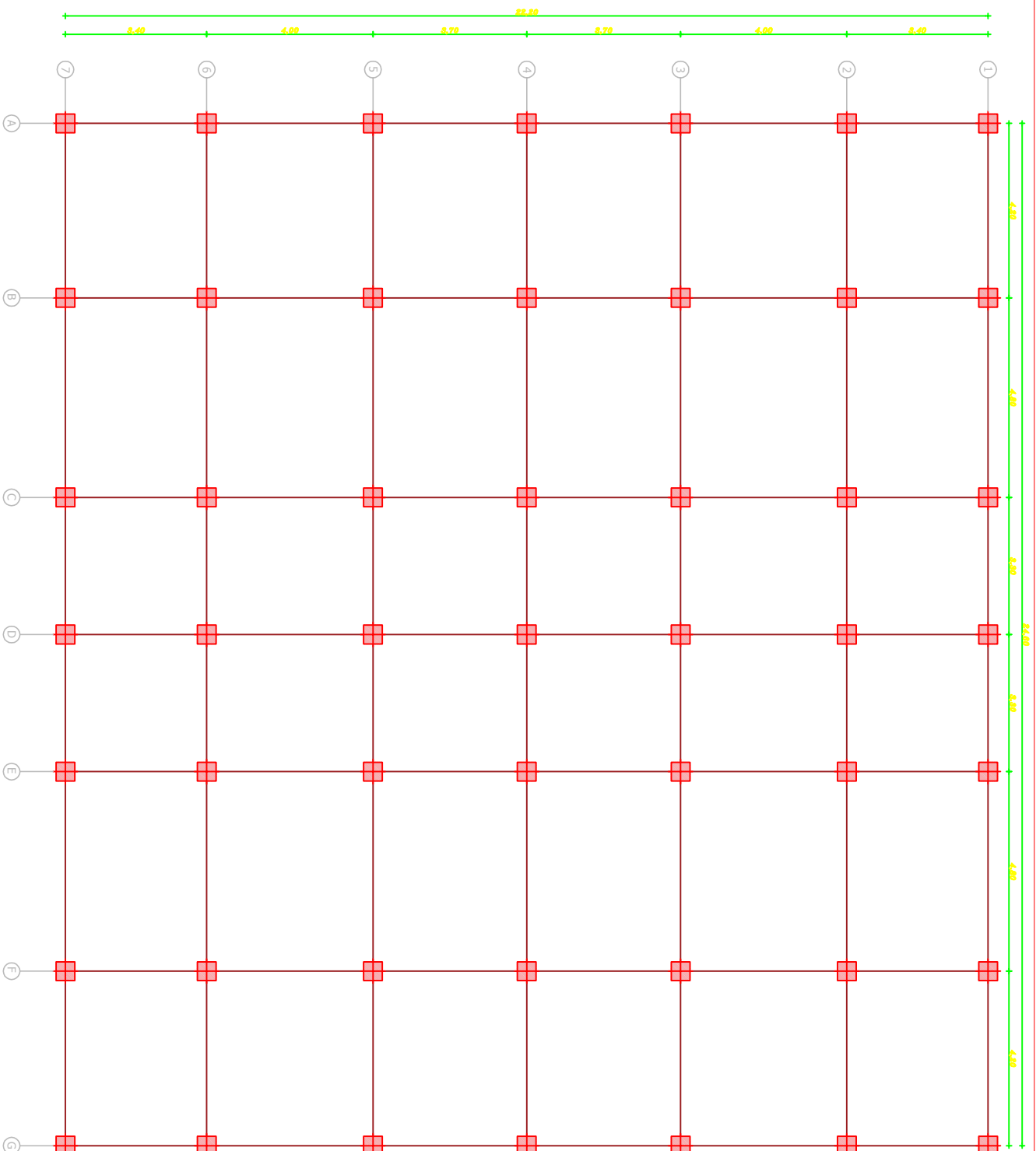


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

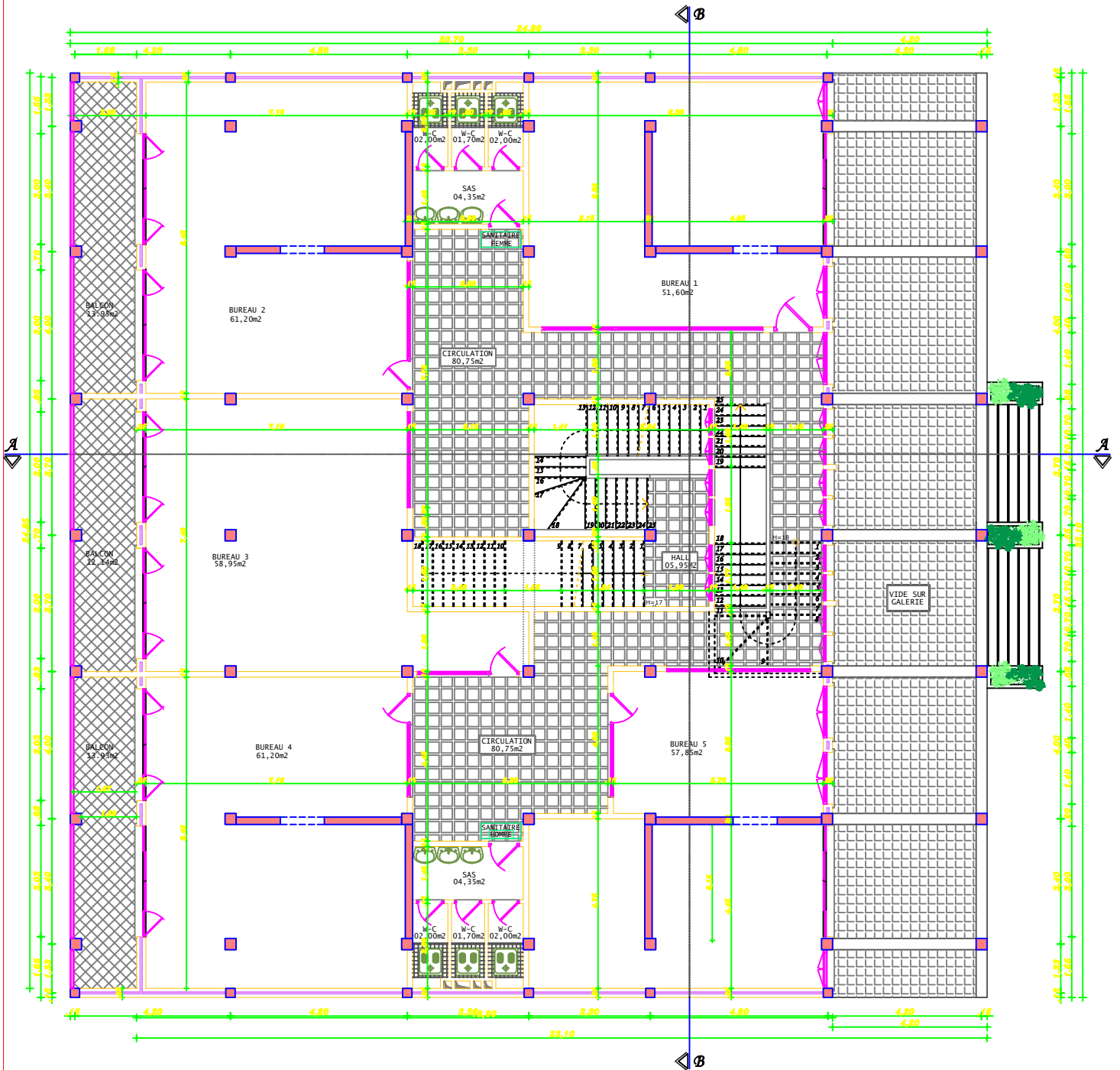
AZAIM Kahina & BENCHABANE Assia
Encadrant : Mr. SI SALEM Abdelmajid
Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
Désignation : Disposition des voiles

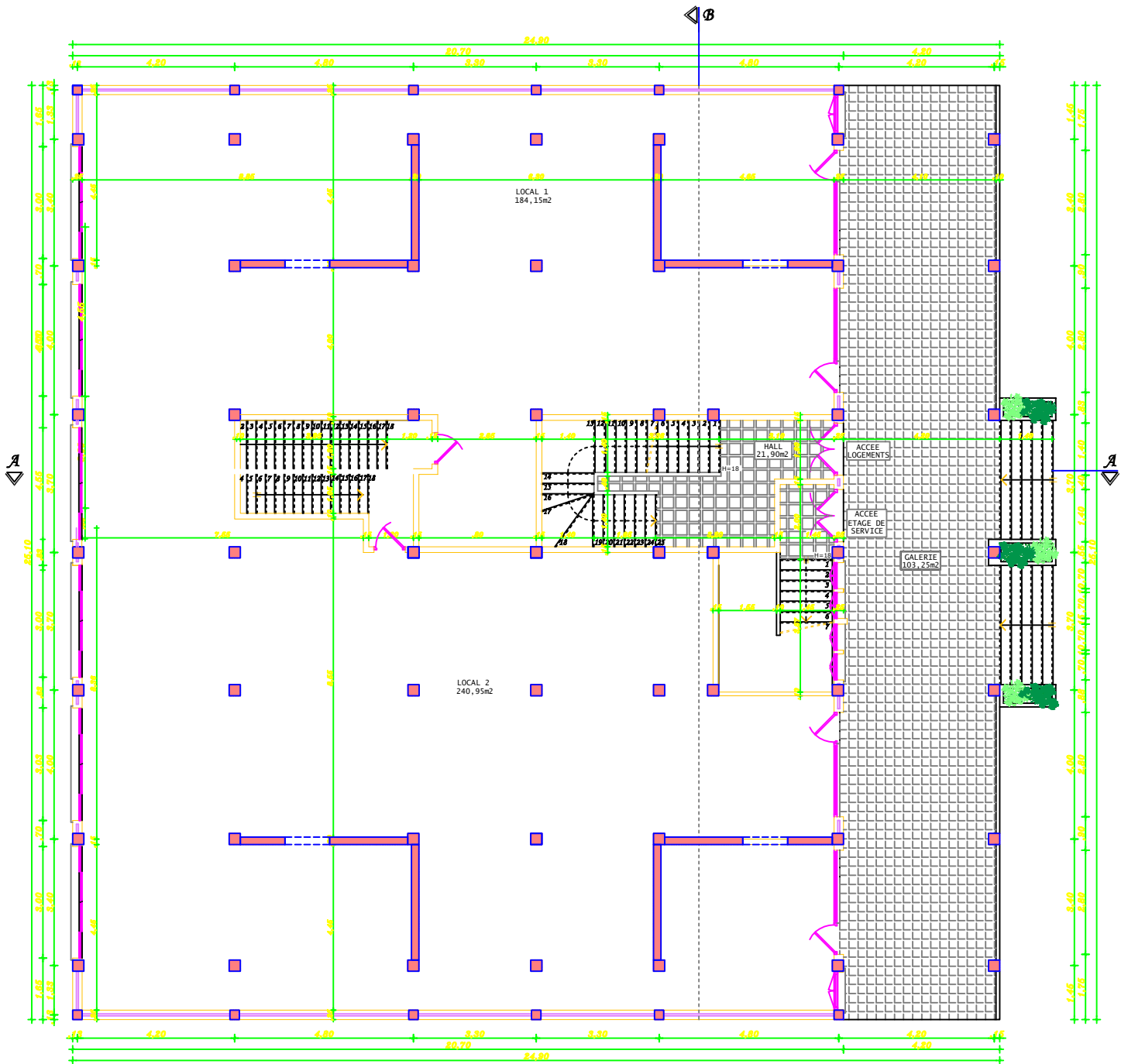
Echelle : 1/50
Planche N°4



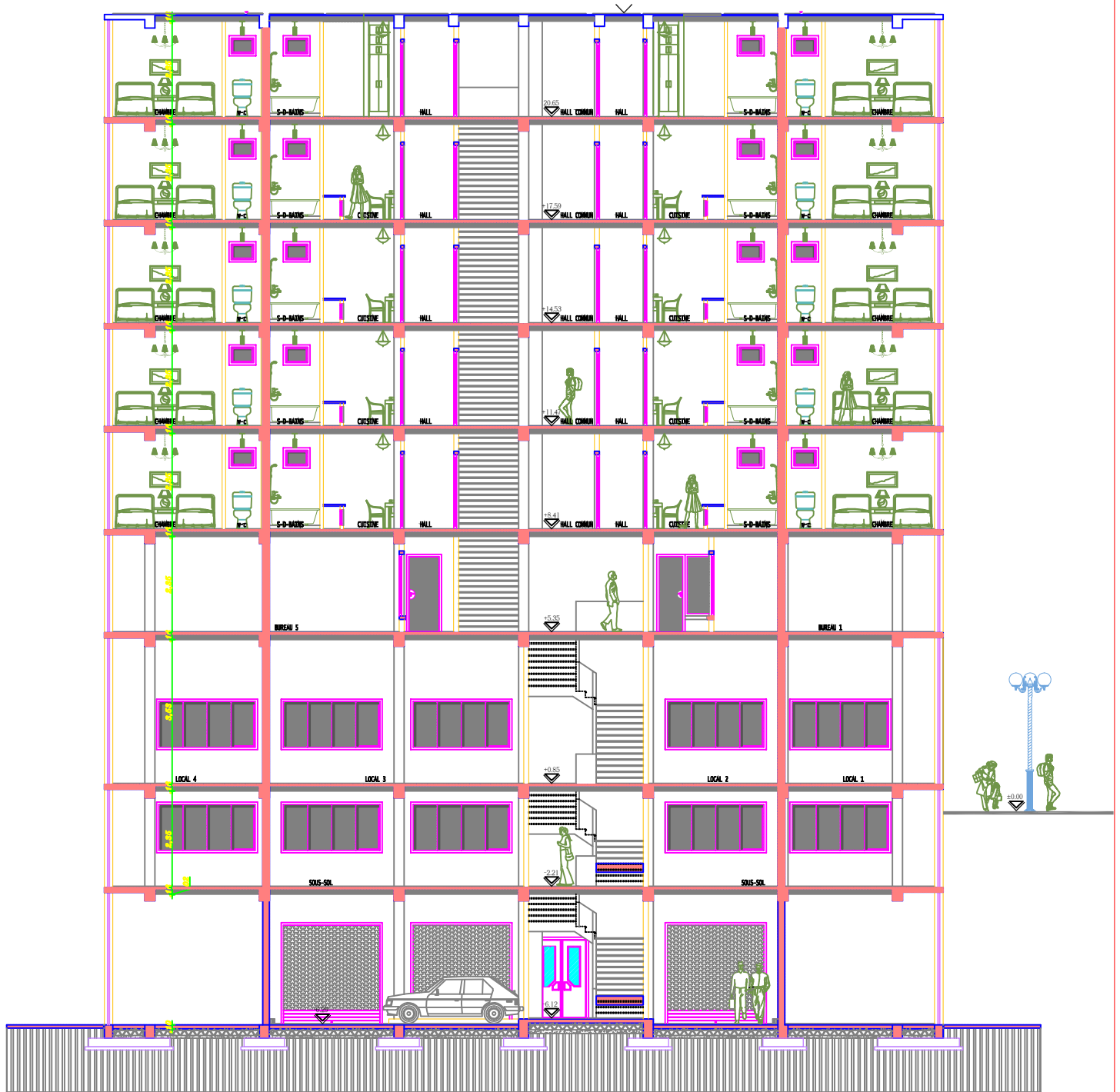
VUE EN PLAN ETAGE DE SERVICE



VUE EN PLAN R.D.C

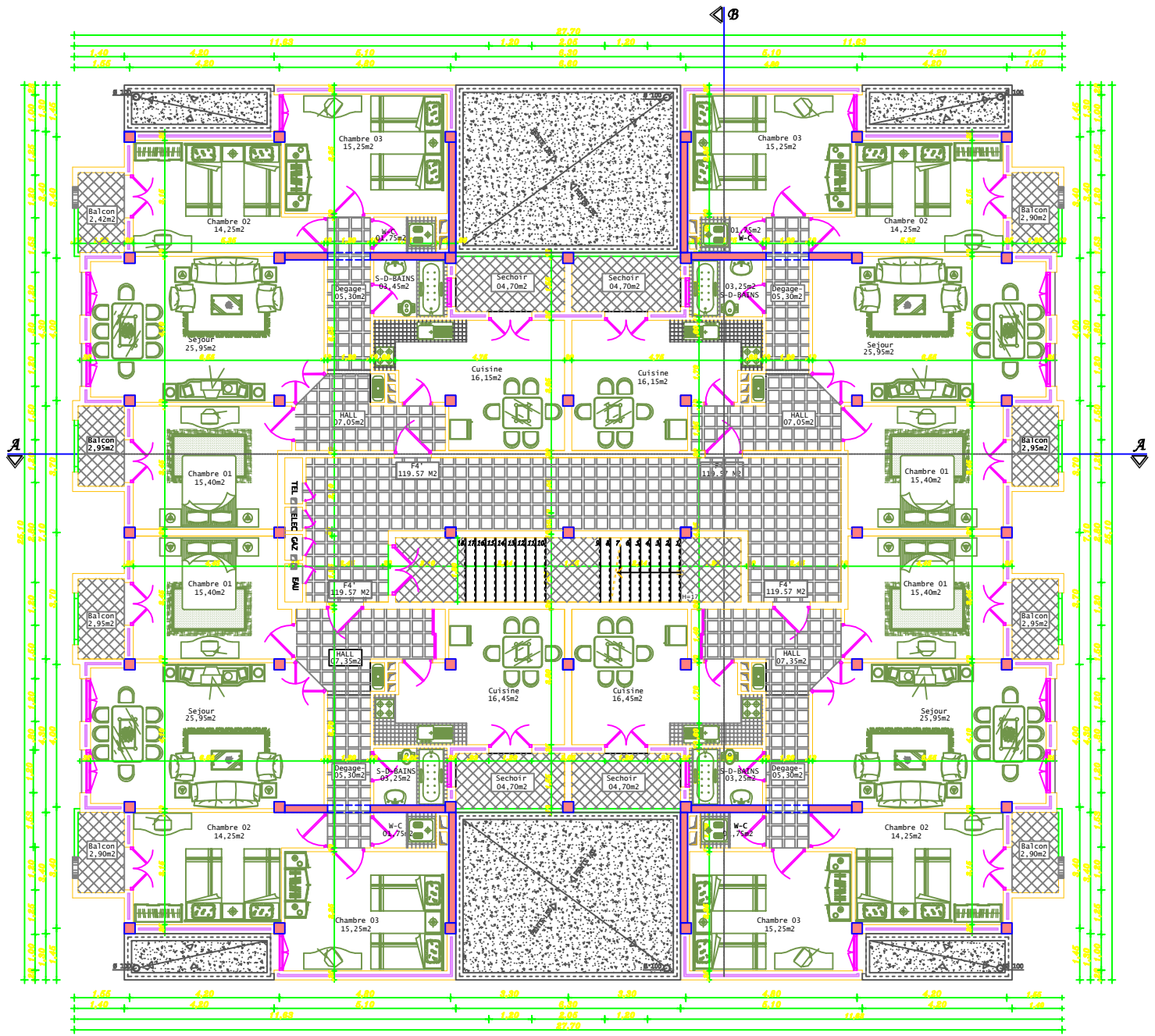


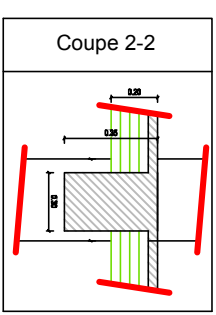
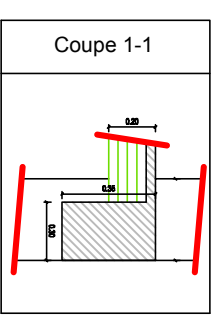
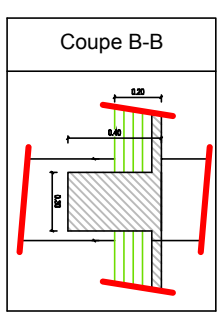
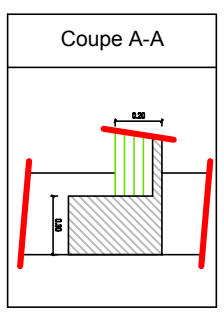
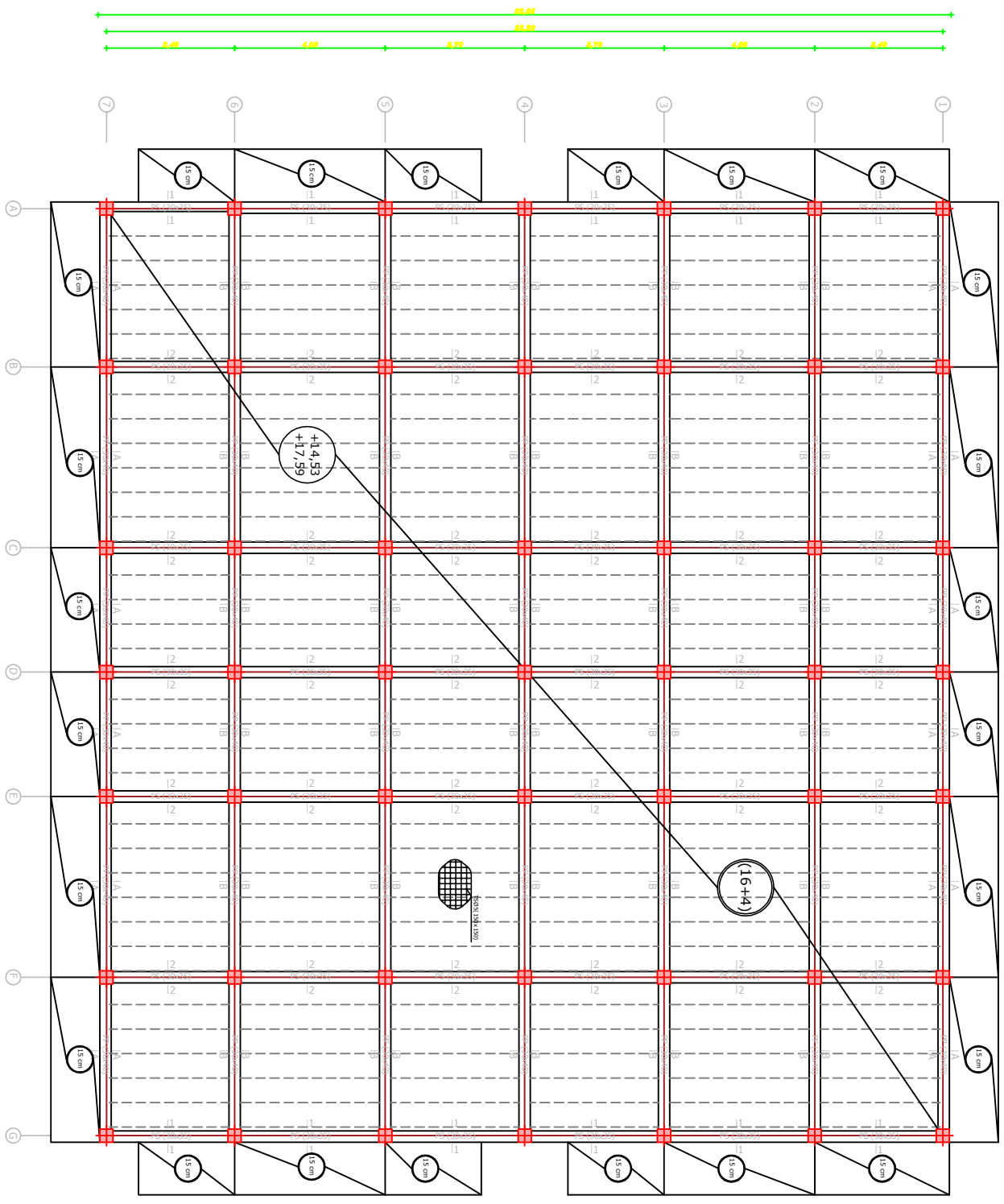
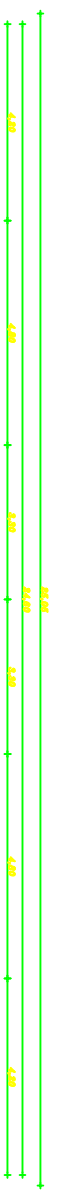
COUPE B-B



COUPE B-B

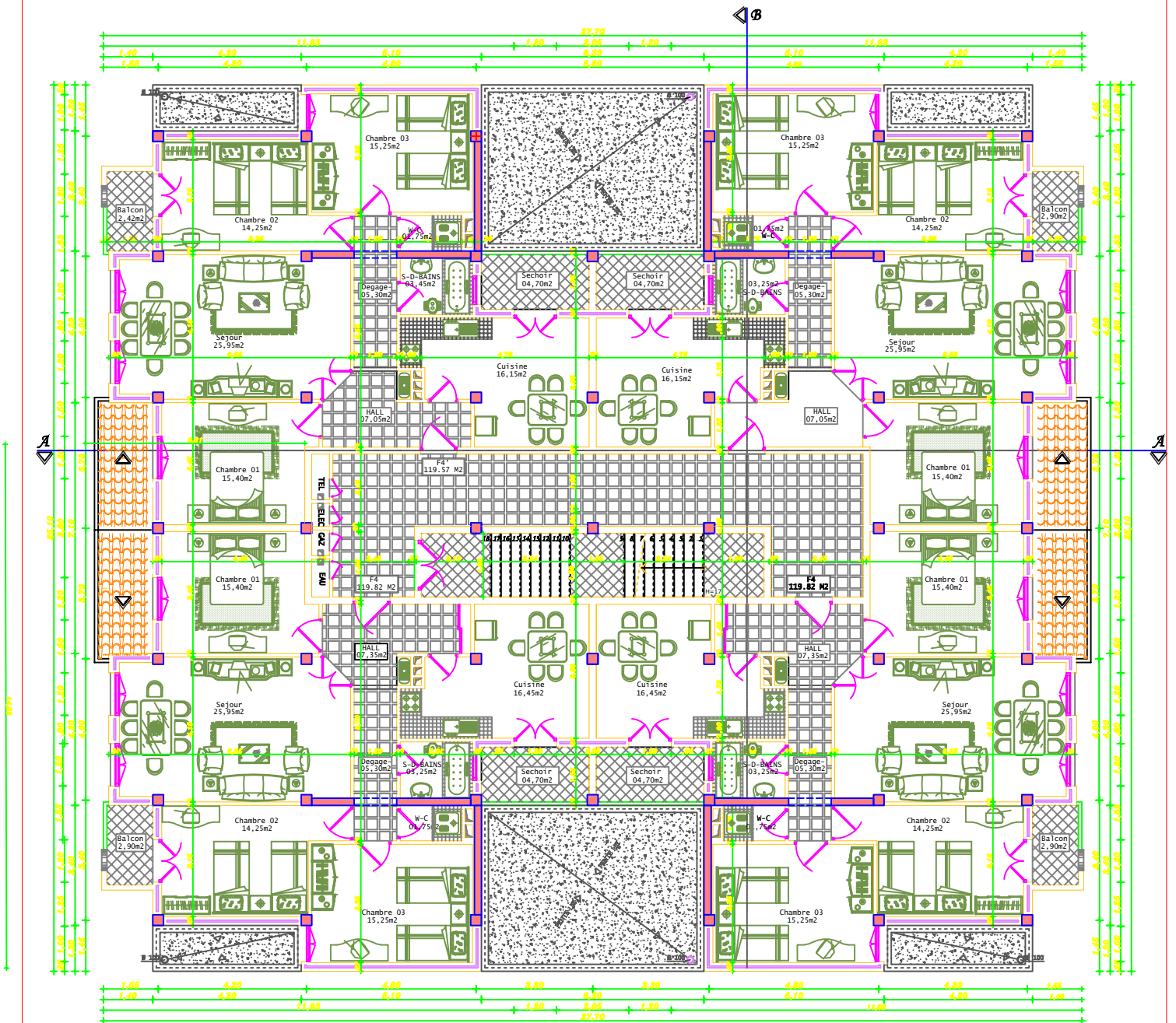
VUE EN PLAN du 2ème ETAGE

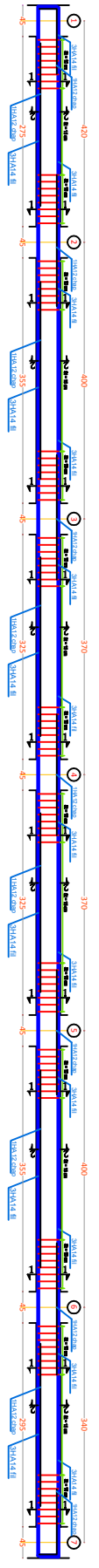
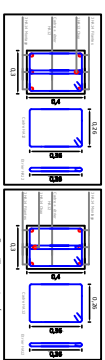
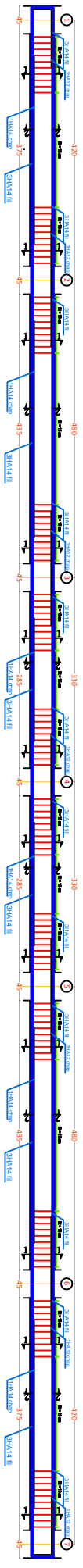




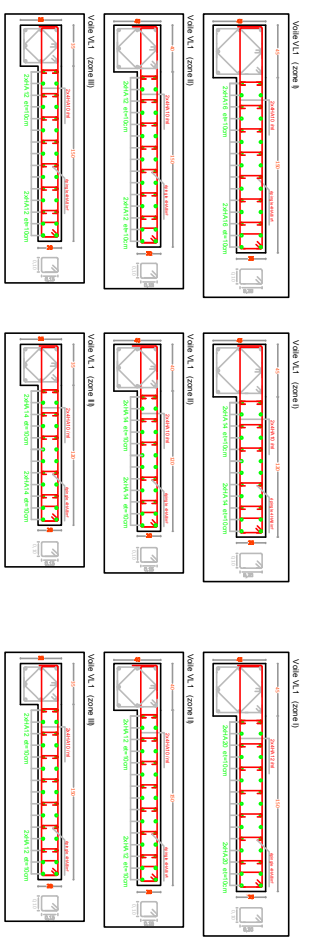
Poteaux : (35x35) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

VUE EN PLAN du 5^{ème} ETAGE





Ferrillage des poutres
 NP
 ECHELLE/50



Ferrillage des voiles
 NP
 ECHELLE/50

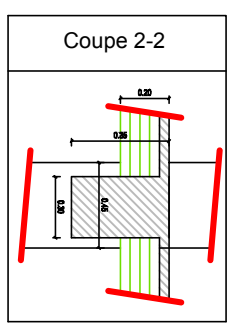
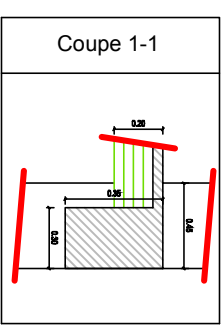
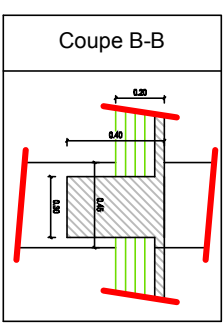
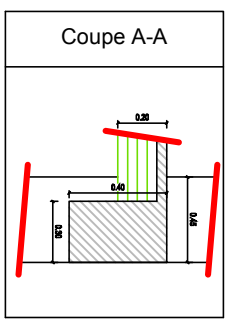
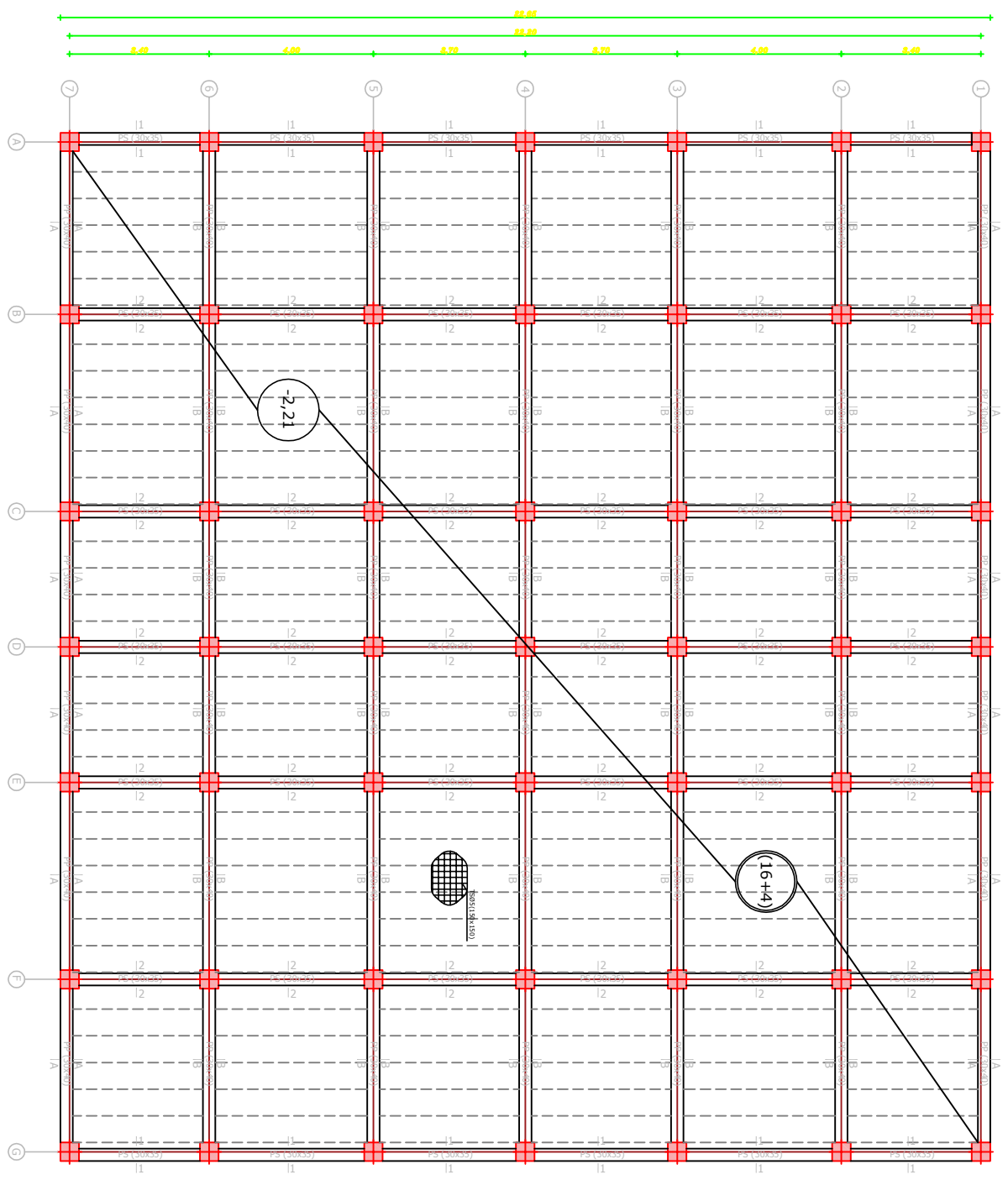
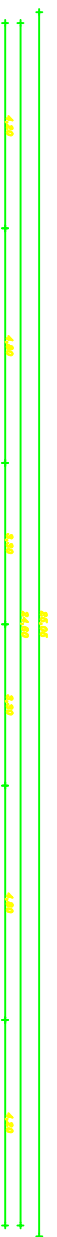


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

AZAIM Kahina & BENCHABANE Assia
 Encadrant : Mr. SI SALEM Abdelmadjid
 Promotion : © 2024

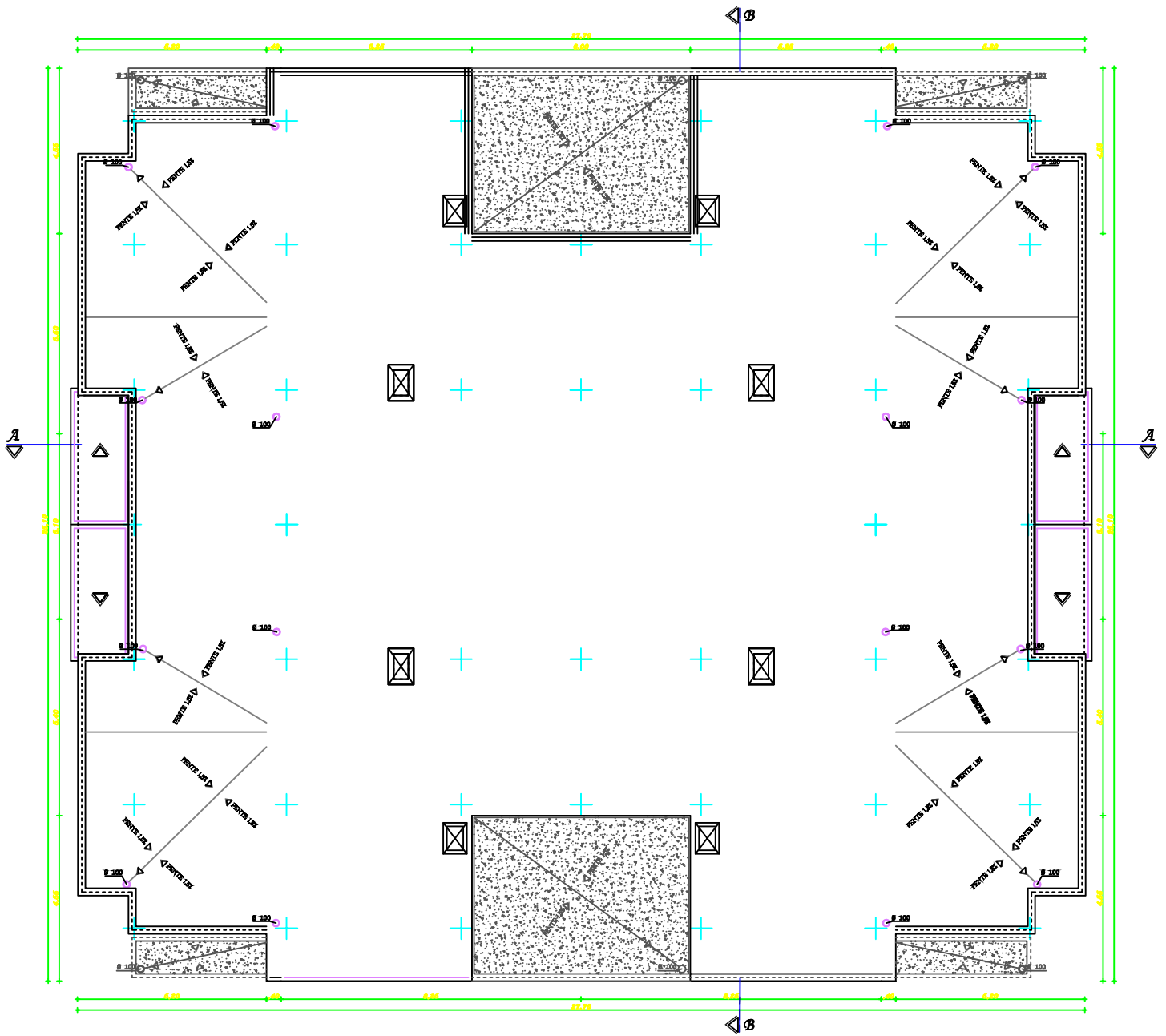
Dossier : Génie Civil
 Désignation : Ferrillage des poutres
 Ferrillage des voiles

Echelle : 1/50
 Planche N°02

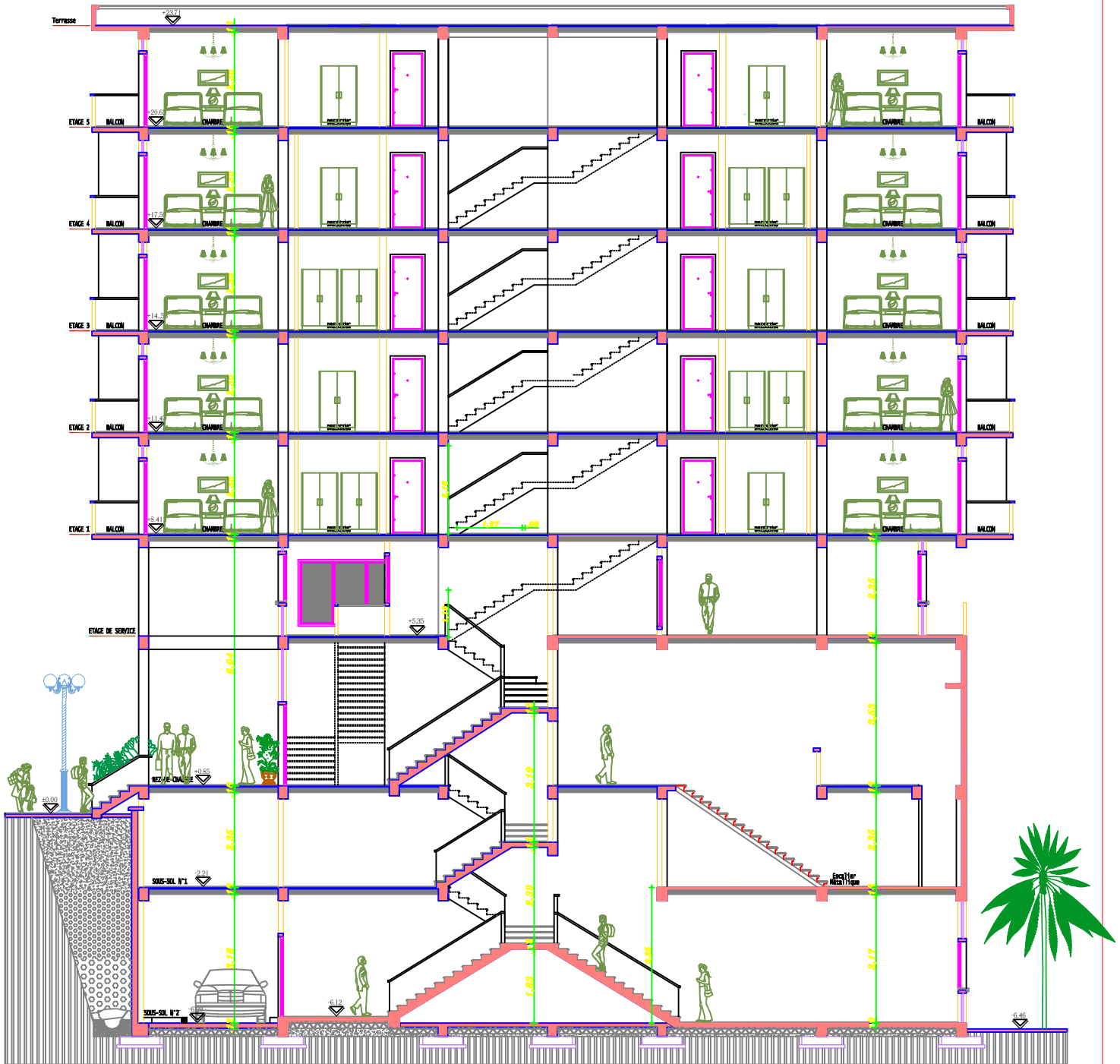


Poteaux : (45x45) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

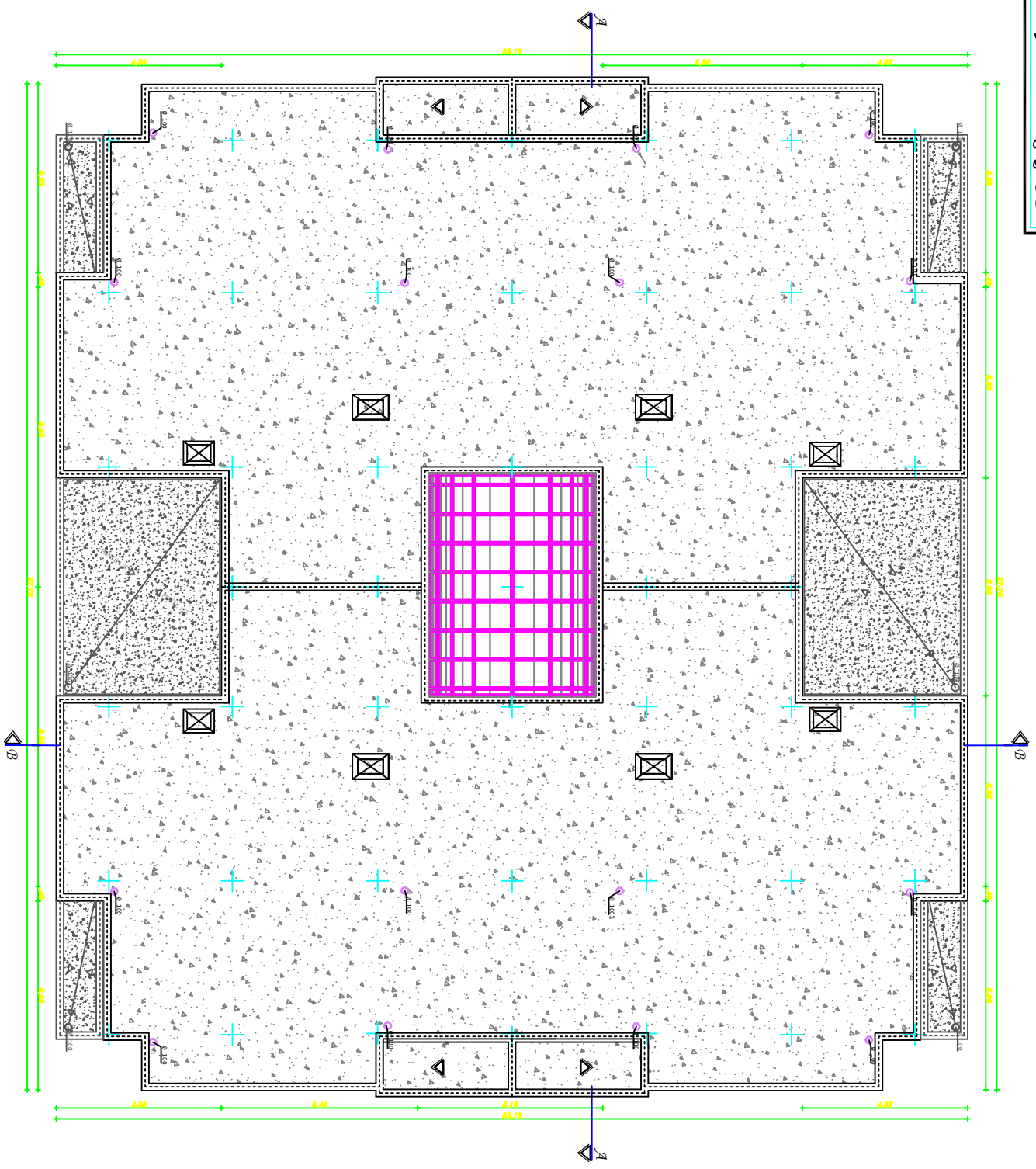
VUE EN PLAN TOITURE



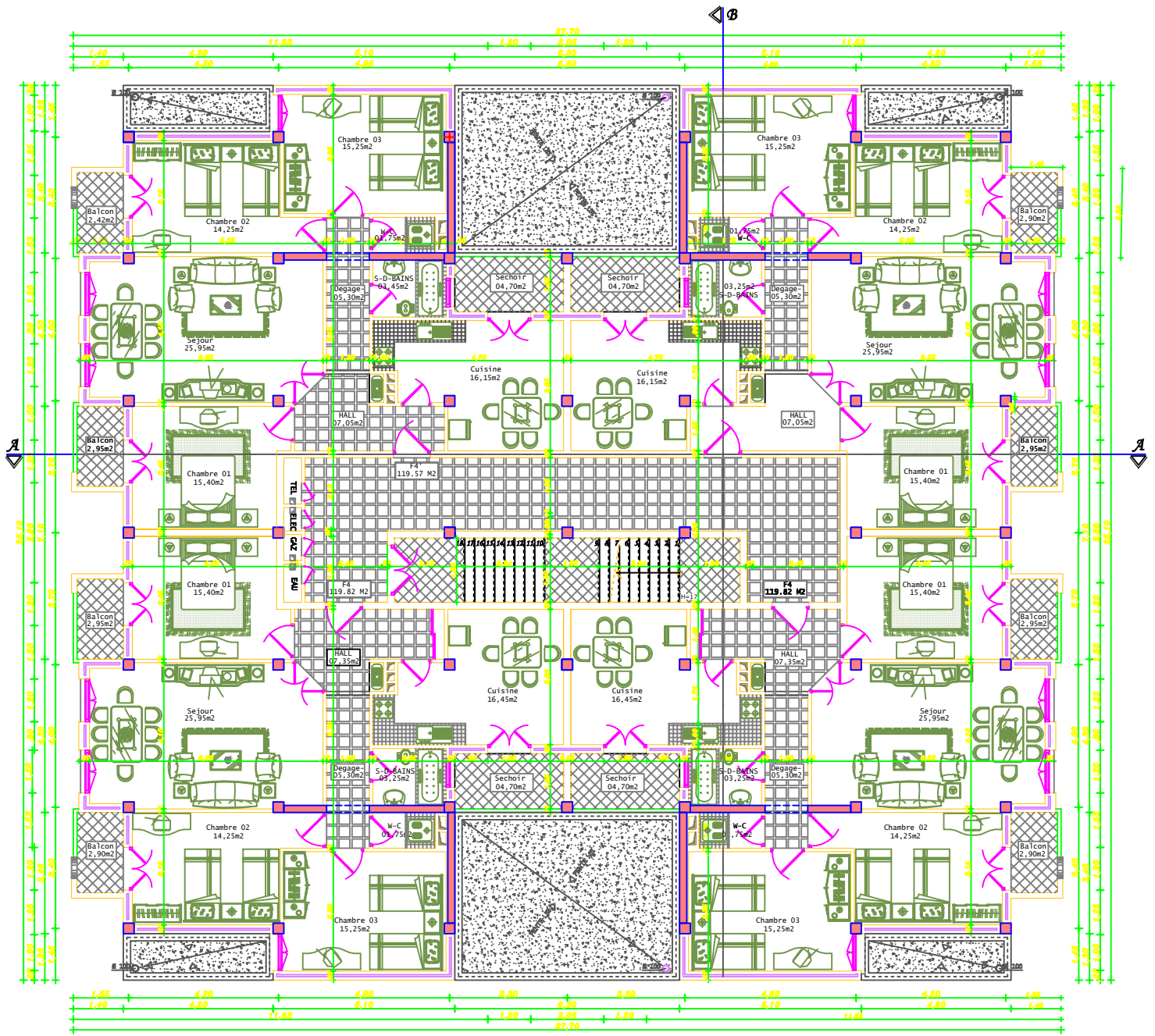
COUPE A-A



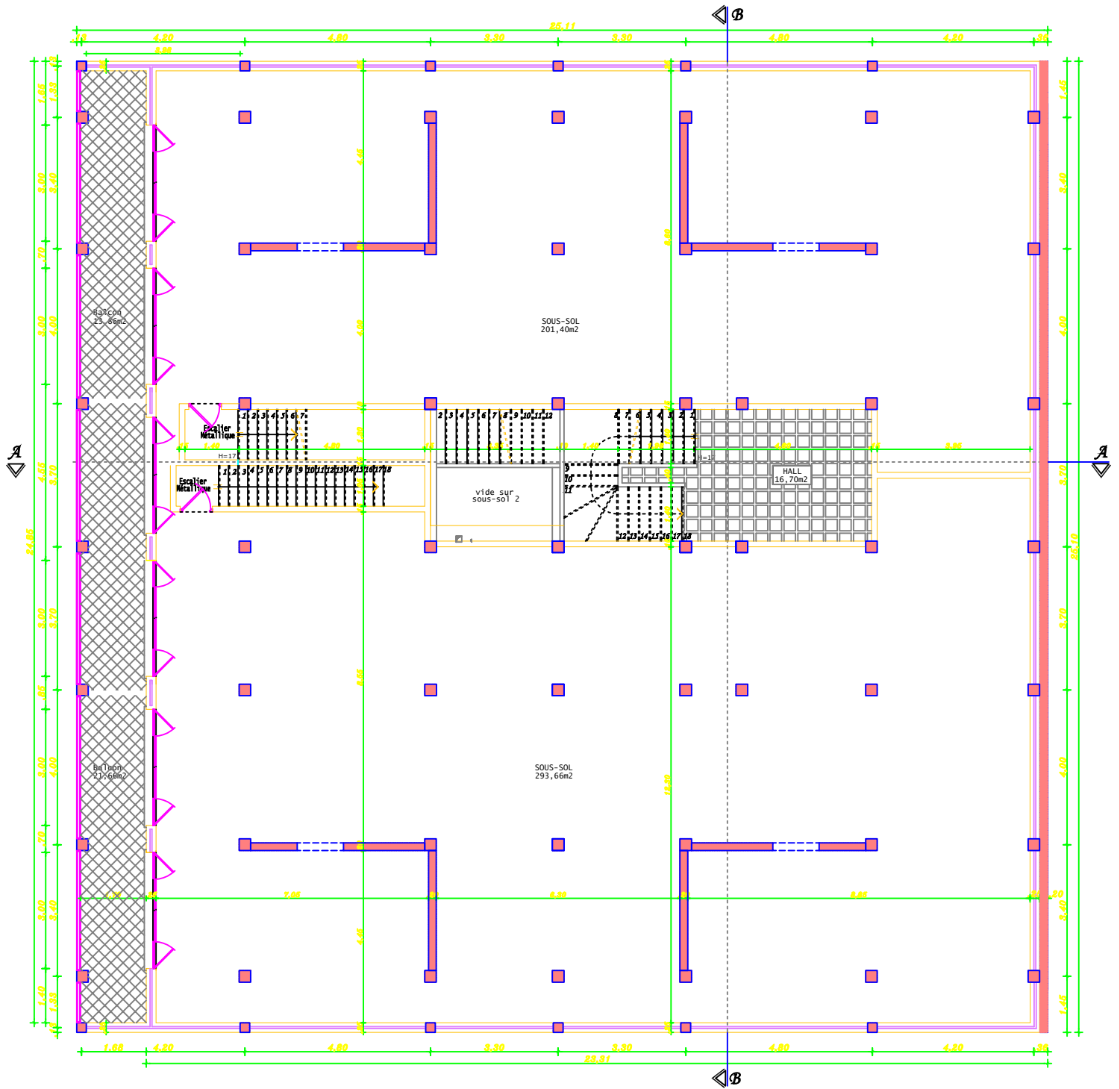
PLAN DE TERRASSE



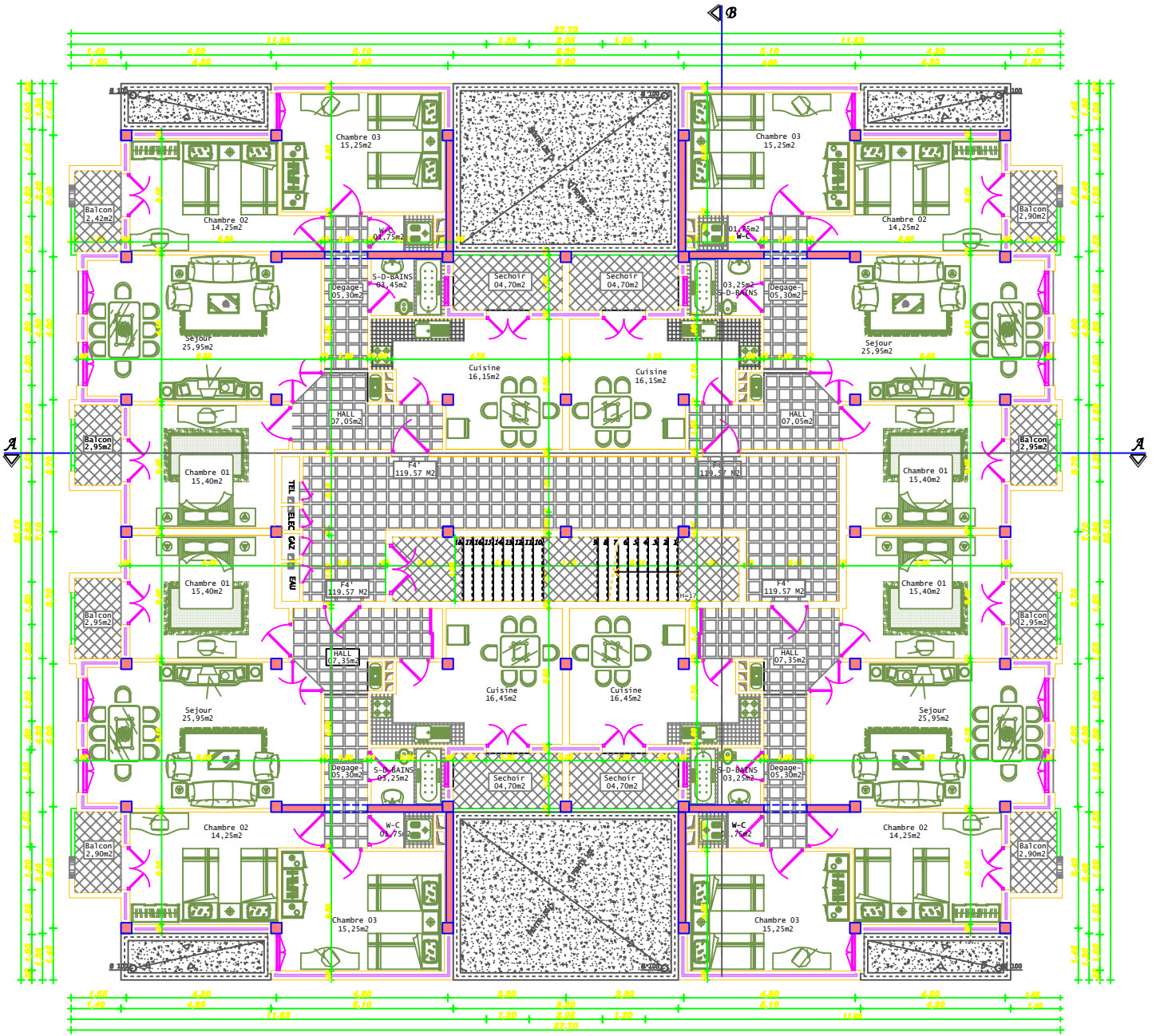
VUE EN PLAN du 4^{ème} ETAGE

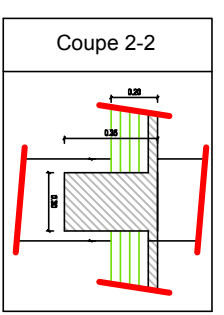
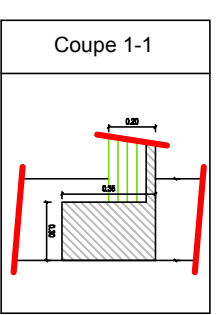
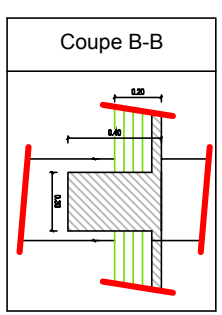
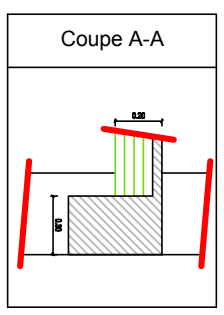
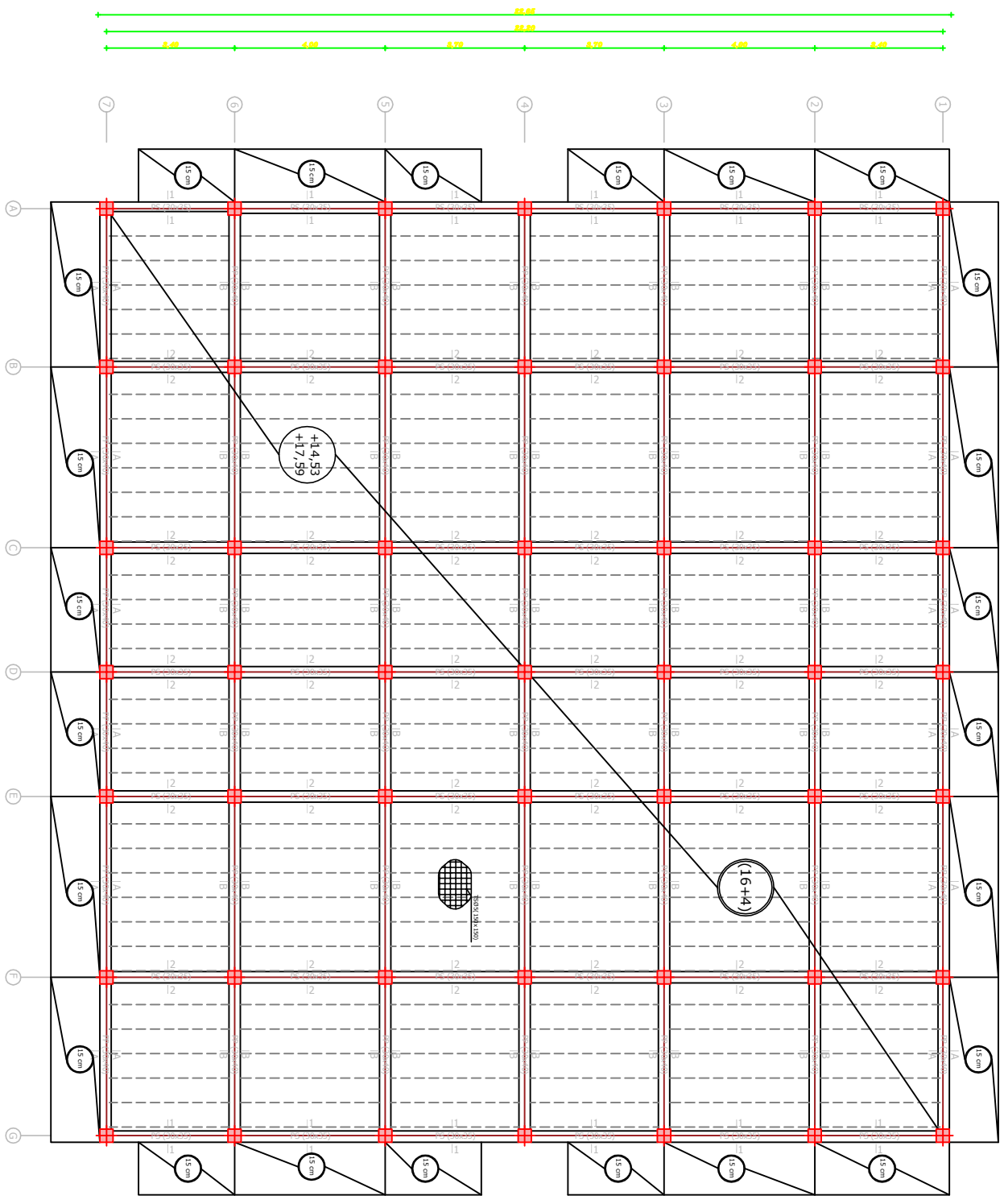
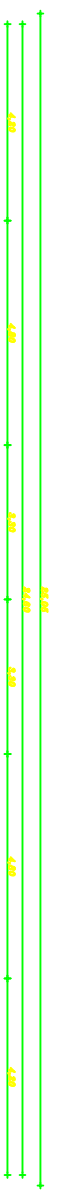


VUE EN PLAN SOUS-SOL 1



VUE EN PLAN du 1er ETAGE

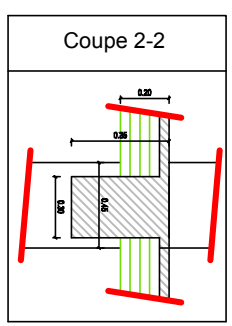
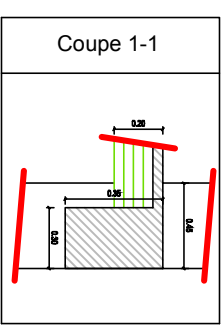
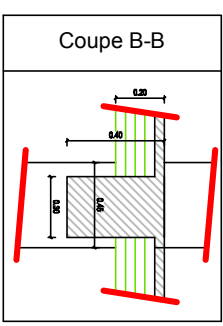
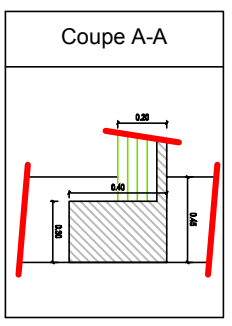
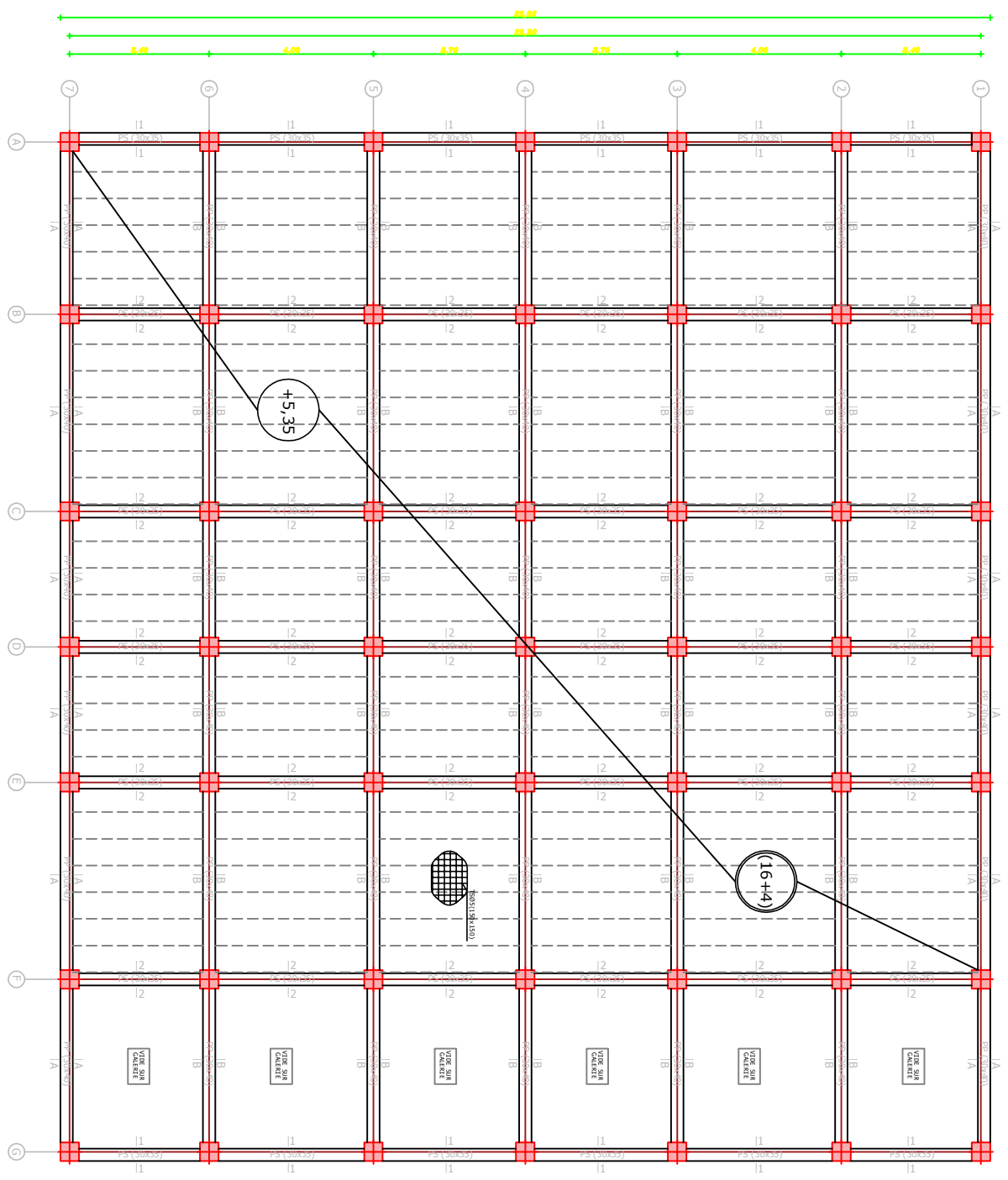
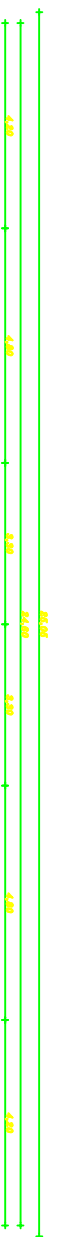




Poteaux : (35x35) cm²
 Poutres principales : (30x40) cm²
 Poutres secondaires : (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm



façade principale



Poteaux : (45x45) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm