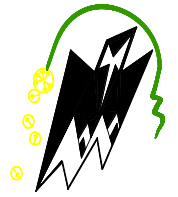


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil

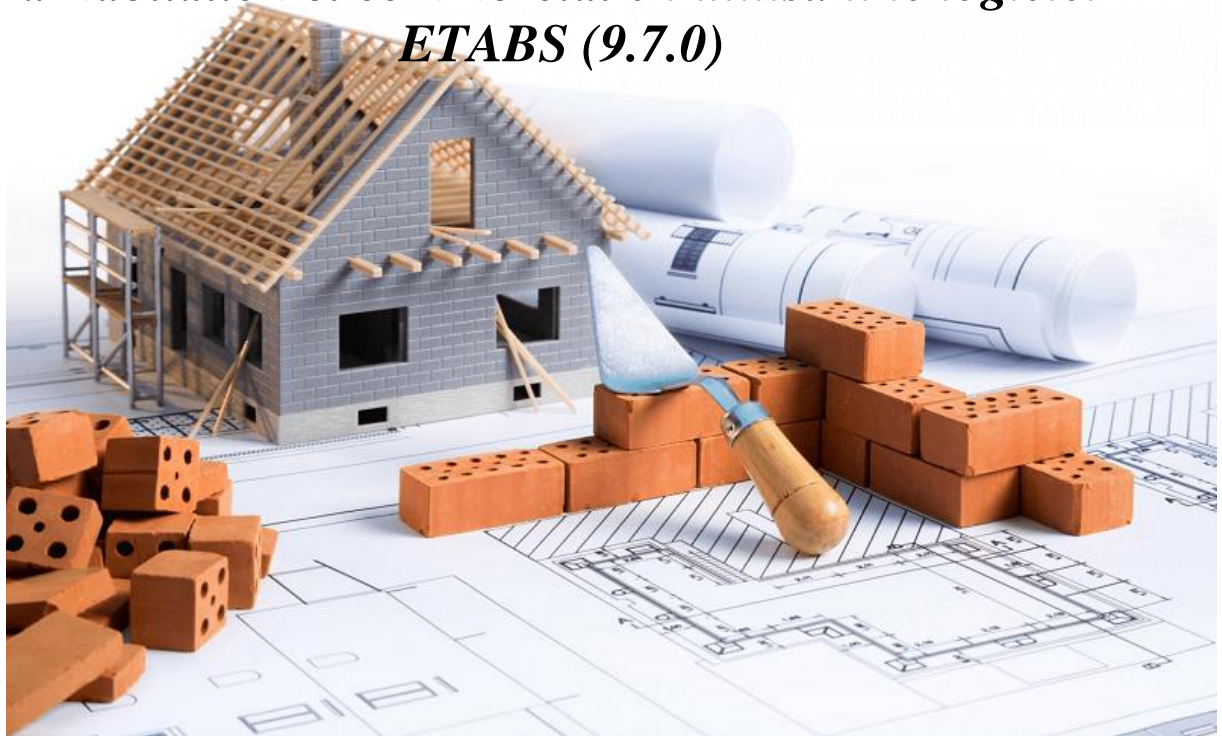


Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil.
Option : construction civil et industriel.*

Thème

*Etude d'une structure (R+7+2E-sol) à usage
d'habitation et commercial en utilisant le logiciel
ETABS (9.7.0)*



Présenté par :

**LAKEHAL Zahra
Sid-ALI Souad**

Dirigé par :

M^r MAGHLET El- Mehdi

2021/2022

Remerciement

Nous tenons à remercier notre bon dieu, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail

Nous exprimons nos sincères remerciements : A nous parents pour leur soutien dans chaque travail que nous avons effectués.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promoteur Mr Maghlet, de sa disponibilité et de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous adressons également nos plus vifs remerciement à l'équipe enseignante du département génie civil pour tous les connaissances transmises au cours de notre formation théorique et que nous pouvons, au travers de stage, mettre à profit et conforter à la réalité de l'environnement professionnel.

Et nos gratitudes aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma très chère mère

Mon cher père

A la mémoire de ma très chère grand-mère « paix a son âme »

Mes petits garçons «Îdas et Assalas »

La raison de ma vie et ma réussite, qui malgré tous les mots qui existent au monde, aucune dédicace n'est capable de refléter l'estime que j'ai pour eux.

A ma chère sœur Assia, A mes chers frères Khaled et Khellaf,

Mes amies surtout : Sara ainsi que son fiancé Khaled, ma chère

Nawal, ma chère binôme Souad.

A toute la promotion 2022 CCI d'université Mouloud Mammeri.

Zahra

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma très chère mère

Mon cher père

La raison de ma vie et ma réussite, qui malgré tous les mots qui existent au monde, aucune dédicace n'est capable de refléter l'estime que j'ai pour eux.

A mes chères sœurs Samira, Nora et Fariza ; A mes chers frères Samir,

Cherif et Lounis.

Mes amies surtout : Sara, Khaled, Mélissa et Nawal, ma chère

binôme Zahra.

A toute la promotion 2022 CCI d'université Mouloud Mammeri.

Souad

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....Page001

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....Page019

1. POUTRESPage019

2. PLANCHERS.....Page 023

3. VOILES.....Page 026

4. POTEAUX Page 037

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....Page043

1. L'acrotère.....Page043

2. Les planchersPage055

3. Les balcons Page085

4. Le plancher dalle pleinePage095

5. La salle machinePage108

6. Les escaliersPage124

Chapitre IV: Contreventement.....Page 150

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences de l'RPA.....Page 169

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

1. Ferrailage des poutresPage182

2. Ferrailage des poteauxPage195

3. Ferrailage des voilesPage202

Chapitre VII : Etude de mur plaquePage231

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructurePage252

Conclusion générale

Liste de figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

| | |
|---|-----------|
| Figure I.1 : élément d'un plancher en corps creux. | 03 |
| Figure I.2 : élément d'un plancher en dalle pleine..... | 04 |
| Figure I.3 : Murs en double et simple cloison..... | 05 |
| Figure I.4 : schéma d'un escalier | 05 |
| Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU. | 12 |
| Figure I.6 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS..... | 13 |
| Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation d'acier..... | 16 |

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

| | |
|--|-----------|
| Figure II. 1 : section d'une poutre | 19 |
| Figure II. 2 : dimension des poutres | 22 |
| Figure II. 3 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux | 23 |
| Figure II. 4 : Section réduite du voile..... | 27 |
| Figure II. 5 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible)..... | 29 |
| Figure II. 6 : Plancher d'étage courant en corps creux..... | 30 |
| Figure II.7 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine..... | 31 |
| Figure II.8 : vue d'un palier d'une paillasse... .. | 31 |
| Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur | 32 |
| Figure II.10 : Coupe horizontale d'un voile | 33 |
| Figure II.11 : Coupe transversale de l'acrotère. | 34 |
| Figure II.12 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G2). | 36 |
| Figure II .13 : Charges d'exploitation cumulées | 38 |

Chapitre III: Calcul des éléments

| | |
|--|-----------|
| Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère..... | 43 |
| Figure III.1.2 : Schéma statique de la section de l'acrotère | 44 |
| Figure III.1.3 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts..... | 44 |
| Figure III.1.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée..... | 46 |
| Figure III.1.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 54 |
| Figure III.2.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux..... | 55 |

Liste de figures

| | |
|---|-----|
| Figure III.2.2 : Treillis soudé de 15x150cm..... | 57 |
| Figure III.2.3 : Disposition des poutrelles..... | 58 |
| Figure. III.2.4 : Section de la poutrelle..... | 58 |
| Figure. III.2.5 : type de poutrelle à étudier | 62 |
| Figure. III.2.6 : Diagramme des charges sur les poutrelles..... | 63 |
| Figure. III.2.7 : Diagramme des moments à l'ELU..... | 67 |
| Figure. III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU..... | 67 |
| Figure. III.2.9 : Diagramme des moments à l'ELU..... | 68 |
| Figure. III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU..... | 68 |
| Figure III.2.11 : Schéma de calcul de la poutrelle après coulage..... | 69 |
| Figure. III.2.12 : Diagramme des charges sur les poutrelles à l'ELS..... | 76 |
| Figure. III.2.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS..... | 79 |
| Figure. III.2.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS | 79 |
| Figure. III.2.15 : Diagramme des moments à l'ELS..... | 80 |
| Figure. III.2.16 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS..... | 80 |
| Figure III.2.17 : Schéma de ferrailage du plancher en corps creux..... | 84 |
| Figure III.3.1 : Schéma Statique du balcon..... | 85 |
| Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul a l'ELU..... | 86 |
| Figure III.3.3 : Shéma statique de calcul a l'ELS..... | 87 |
| Figure III.3.4 : Shéma statique de calcul de la console..... | 88 |
| Figure III-3-5 : Ferrailage de la console | 94 |
| Figure III.4.1 : Représentation de la dalle pleine..... | 95 |
| Figure III.4.2 : Ferrailage de la dalle pleine..... | 107 |
| Figure.III.5.1 : cage de l'ascenseur..... | 108 |
| Figure.III.5.2 : schéma de la salle machine..... | 109 |
| Figure III.5.3 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen. | 112 |
| Figure III.5.4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x..... | 123 |
| Figure III.5.5 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y..... | 123 |

Liste de figures

| | |
|--|------------|
| Figure III.6.1 : coupe verticale des escaliers..... | 124 |
| Figure III.6.2 : Schéma statique d'escaliers..... | 125 |
| Figure III.6.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELU..... | 129 |
| Figure III.6.4 :Diagrammes des efforts tranchant ET moments fléchissant à l'ELU | 134 |
| Figure III.6.5 : schéma de la section d'escalier à ferrailer..... | 135 |
| Figure III.6.6 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELS..... | 140 |
| Figure III.6.7 : Diagrammes des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS..... | 145 |
| Figure III.6.8 : schéma du ferrailage des escaliers..... | 149 |

Chapitre IV : étude de contreventement

| | |
|--|------------|
| Figure IV- 1 : Coupe verticale d'un niveau..... | 150 |
| Figure IV. 2 : disposition des voiles | 157 |
| Figure IV. 3 : coupe des voiles en plan..... | 158 |
| Figure IV.4 : trapèze de calcul..... | 161 |
| Figure IV.5 : Diagramme des moments des aires..... | 162 |
| Figure IV.6 :Pourcentage des inerties sens X-X..... | 166 |
| Figure IV.7 :Pourcentage des inerties sens Y-Y..... | 167 |
| Figure IV.8 :valeur du coefficient de comportement R..... | 168 |

Chapitre IV: Modélisation et vérification selon les exigences de l'RPA

| | |
|--|------------|
| Figure V.1 : choix de l'unité..... | 169 |
| Figure V.2 : Géométrie de de base | 172 |
| Figure V.3 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y..... | 172 |
| Figure V.4 : Introduction des propriétés mécaniques du béton..... | 173 |
| Figure V.5 : dimensionnement des éléments..... | 174 |

Liste de figures

| | |
|---|-----|
| Figure V.6 : définition des charges G et Q..... | 176 |
| Figure V.7 : distribution des charges et surcharges..... | 176 |
| Figure V.8 : Spectre de réponse du RPA..... | 177 |
| Figure V.9 : introduction des combinaisons..... | 178 |
| Figure V.10 : Introduction de la masse source..... | 178 |
| Figure V.11 : introduction du diaphragme..... | 179 |
| Figure V.12 : modèle considéré pour la modélisation de la structure..... | 180 |

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| Figure VI.1.1 : section doublement armée..... | 195 |
| Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale..... | 196 |
| Figure VI .2.1 : les moments dans les poteaux..... | 202 |
| Figure VI .2.2 : section partiellement comprimée (S.P.C)..... | 205 |
| Figure VI .1.3 : section d'un poteau..... | 206 |
| Figure VI .2.4 : schéma d'une section d'un poteau..... | 213 |
| Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles..... | 222 |
| Figure VI.3.2 : Coupe du voile longitudinale..... | 224 |

Chapitre VII : Etude du mur Plaque

| | |
|---|-----|
| Figure VII.1 : schéma statique de mur plaque | 232 |
| Figure VII. 2 : Diagramme des contraintes à l'ELU..... | 234 |
| Figure VII. 3 : diagramme des contraintes à l'ELS..... | 235 |
| Figure VII .4 : Diagramme des contraintes du panneau1 à l'ELU..... | 235 |
| Figure VII .5 : Diagramme des contraintes du panneau à l'ELS..... | 235 |
| Figure VII.6 : Schéma statique du ferraiillage de mur plaque..... | 238 |

Liste de figures

| | |
|---|-----|
| Figure VII .7: Diagramme des contraintes du panneau à l'ELU..... | 243 |
| Figure VII .8: Diagramme des contraintes du panneau à l'ELS..... | 243 |
| Figure VII. 9: Schéma de ferrailage de mur plaque..... | 251 |

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

| | |
|--|-----|
| Figure VIII.1 : Schéma statique du radier..... | 260 |
| Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes..... | 265 |
| Figure VIII.3 : le panneau le plus sollicité..... | 270 |
| Figure VIII.4 : Présentation des chargements..... | 278 |
| Figure VIII.5 : chargement à l'ELU pour les moments (sens longitudinal)..... | 282 |
| Figure VIII.6 : chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens longitudinal)..... | 282 |
| Figure VIII.7 : Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)..... | 282 |
| Figure VIII.8 : Diagrammes des efforts à l'ELU (sens longitudinal)..... | 283 |
| Figure VIII.9 : chargement à l'ELS pour les moments (sens longitudinal)..... | 283 |
| Figure VIII.10 : chargement à l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal)..... | 283 |
| Figure VIII.11 : Diagrammes des moments à l'ELS (sens longitudinal)..... | 283 |
| Figure VIII.14 : chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)..... | 284 |
| Figure VIII.13 : chargement à l'ELU pour les moments (sens transversal)..... | 284 |
| Figure VIII.12 : Diagrammes des efforts à l'ELS (sens longitudinal)..... | 284 |
| Figure VIII.15 : Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)..... | 285 |
| Figure VIII.16 : Diagrammes des efforts à l'ELU (sens transversal)..... | 285 |
| Figure VIII.17 : chargement à l'ELS pour les moments (sens transversal)..... | 285 |
| Figure VIII.18 : chargement à l'ELS pour les efforts tranchants (sens transversal)..... | 286 |
| Figure VIII.19 : Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal)..... | 286 |
| Figure VIII.20 : Diagrammes des efforts à l'ELS (sens transversal)..... | 286 |

Liste de figures

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|-----------|
| Tableau I.1: la résistance du béton..... | 08 |
| Tableau I.2: Caractéristique d'acier..... | 15 |

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

| | |
|---|-----------|
| Tableau II. 1 : Vérifications des conditions de l'RPA dans les poutres..... | 22 |
| Tableau II. 2 : charges permanentes du plancher terrasse..... | 30 |
| Tableau II. 3 : Charges permanentes d'étage courant..... | 31 |
| Tableau II. 4 : Charges permanentes de la dalle pleine..... | 31 |
| Tableau II. 5 : Charges permanentes du mur extérieur | 32 |
| Tableau II. 6 : Charges permanentes du mur intérieur..... | 33 |
| Tableau II. 7 : valeur des charges permanente du voile..... | 33 |
| Tableau II. 8 : valeur des surcharges d'exploitation..... | 35 |
| Tableau II. 9 : Récapitulatif de la décente de charges..... | 39 |
| Tableau II. 10 : Vérification des sections des poteaux par rapport au RPA..... | 40 |
| Tableau II. 11 : Vérification des sections des poteaux au flambement..... | 41 |
| Tableau II.12 : Récapitulation des sections adoptée lors du pré-dimensionnement..... | 42 |

Chapitre III: Calcul des éléments

| | |
|---|------------|
| Tableau III.2.1: Les charges revenant au plancher..... | 59 |
| Tableau III.2.2 : Les combinaisons de charge..... | 59 |
| Tableau III.5.1: ferrailage de la salle machine..... | 115 |
| Tableau III.6.1 : Détermination du poids propre de la volée..... | 128 |
| Tableau III.6.2 : effort tranchant..... | 132 |
| Tableau III.6.3 : Moment fléchissant | 132 |
| Tableau III.6.4 : effort tranchant..... | 143 |
| Tableau III.6.5 : Moment fléchissant | 144 |

Liste des tableaux

Chapitre IV : étude de contreventement

| | |
|---|------------|
| Tableau IV. 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X..... | 152 |
| Tableau IV. 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y..... | 153 |
| Tableau IV. 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X..... | 154 |
| Tableau IV. 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y..... | 155 |
| Tableau IV. 5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X..... | 156 |
| Tableau IV. 6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y..... | 157 |
| <i>Tableau IV. 7</i> : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X)..... | 159 |
| <i>Tableau IV. 8</i> : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y)..... | 159 |
| Tableau IV. 10 : section des aires et position du CDG..... | 163 |
| Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X)..... | 164 |
| Tableau IV. 12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y)..... | 165 |
| Tableau IV. 13 : Inertie moyennes sens longitudinale X-X..... | 165 |
| Tableau IV. 14 : Inertie moyennes sens transversal Y-Y..... | 165 |
| Tableau IV. 15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans le sens (X-X).. | 166 |
| Tableau IV. 16 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans le sens (Y-Y)... | 166 |

Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences de l’RPA

| | |
|---|------------|
| Tableau V.1 : Pourcentage de la participation de la masse modale..... | 183 |
| Tableau V.2 : Valeurs des pénalités dans les deux sens..... | 187 |
| Tableau V.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques..... | 188 |
| Tableau V.5 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau..... | 189 |
| Tableau V.6 : Récapitulatif de l’effet P- Δ | 191 |

Liste des tableaux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|---|------------|
| Tableau VI.3.1: Recommandations du RPA..... | 193 |
| Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poutres a l'ELU..... | 195 |
| Tableau VI.3.3 : Ferrailage d'armatures transversales..... | 196 |
| Tableau VI.1.4: Vérification condition de non fragilité..... | 198 |
| Tableau VI.1.5: Vérification aux cisaillements..... | 198 |
| Tableau VI.1.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton..... | 199 |
| Tableau VI.1.7: Influence de l'effort tranchant sur l'acier..... | 199 |
| Tableau VI.1.8: Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres..... | 200 |
| Tableau VI.1.9: Vérification à l'ELS..... | 201 |
| Tableau VI.2.1 : Caractéristique mécanique des matériaux..... | 202 |
| Tableau VI.2.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux..... | 203 |
| <i>Tableau VI.2.3:</i> Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens X-X | 210 |
| Tableau VI.2.4 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens Y-Y | 211 |
| Tableau VI.2.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales..... | 213 |
| Tableau VI.2.6: Détermination de la zone nodale..... | 214 |
| Tableau VI.2.7: Vérification au cisaillement dans les poteaux..... | 215 |
| Tableau VI.2.8 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal..... | 215 |
| Tableau VI.2.9: Vérifications des contraintes à l'ELS..... | 216 |
| Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} | 225 |

Chapitre VI : Etude du mur Plaque

| | |
|--|------------|
| Tableau VII.1: Tableau statique du ferraiillage du 1 ^{er} panneau..... | 238 |
| Tableau VII.2 : vérification des contraintes a ELS..... | 242 |
| Tableau VII.3: Schéma statique du ferraiillage du 2 ^{eme} panneau..... | 246 |
| Tableau VII.4 : vérification des contraintes a ELS..... | 249 |

Liste des tableaux

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

| | |
|---|------------|
| Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)..... | 254 |
| Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)..... | 254 |
| Tableau VIII.3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau..... | 255 |
| Tableau VIII.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens..... | 274 |
| Tableau VIII.5 : vérification des contraintes a ELS..... | 278 |
| Tableau VIII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)..... | 280 |
| Tableau VIII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)..... | 281 |
| Tableau VIII.8 : sollicitation dans la nervure..... | 287 |
| Tableau VIII.9 : ferrailage de la nervure..... | 289 |
| Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes..... | 292 |

Introduction générale

Le Domaine de construction, réalisation d'ouvrage, et activité industriel présentent une grande importance dans l'économie nationale.

Ce dernier comprend tous les stades de conception tels que les bâtiments d'habitation, d'administration...ect.

Cependant, si le métier de construction est considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, y' a lieu de reconnaître qu'il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions métalliques et en béton armé, des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximal de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils induisent des destructions importantes et ramène à des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser. Dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

L'Algérie, présente une vulnérabilité élevée au séisme, c'est pourquoi elle a de temps été soumise à une activité sismique intense. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003n'étaient pas de conception parasismique, à cet effet elle a fait appel à une série d'exigences réglementaires et la maîtrise de leur prise en compte connue par la :

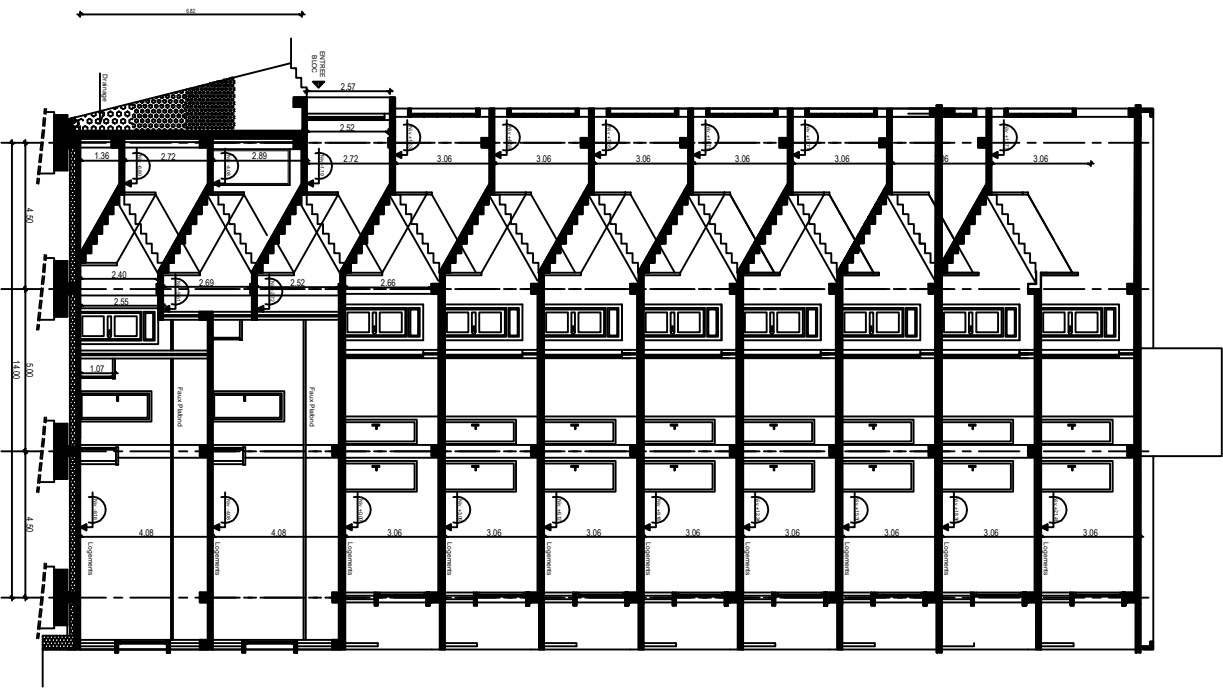
- Recommandation parasismique Algérienne RPA99version2003 pour la mise en œuvre des ouvrages.

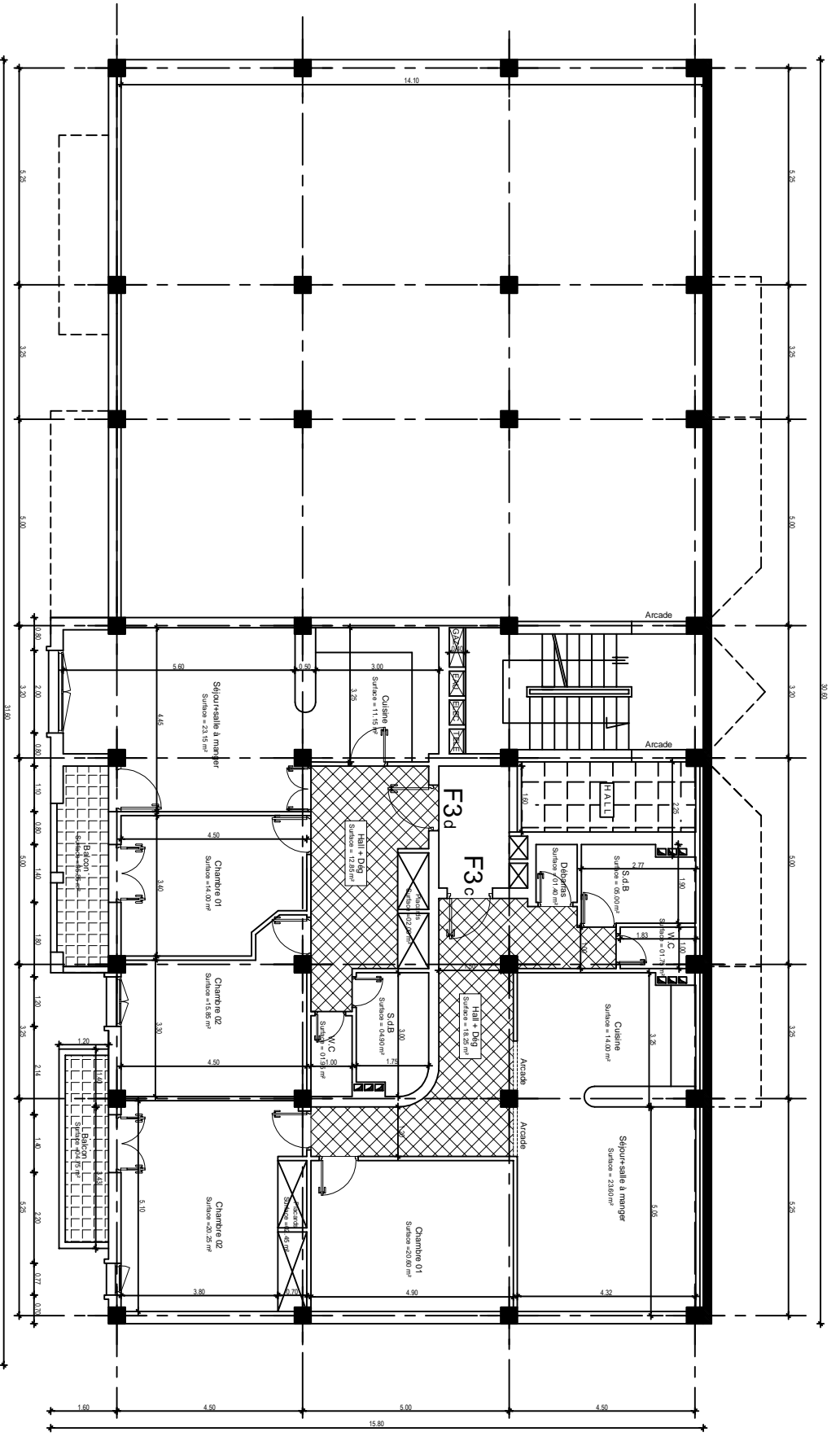
Les matériaux de la structure jouent incontestablement un rôle très important dans la résistance des constructions, par conséquent, la stabilité de l'ouvrage et le calcul des éléments qui le constitue, sont en fonction du type de ces matériaux .Pour cela on a à suivre des réglemets mais aussi des méthodes basés sur la connaissance des matériaux (béton-acier) qui sont :

- Le (BAEL 91) modifié 99 a pour but de dimensionner, et ferrailer les éléments résistants de la structure.
- Charges et surcharges d'exploitations(DTR).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé(CBA93).

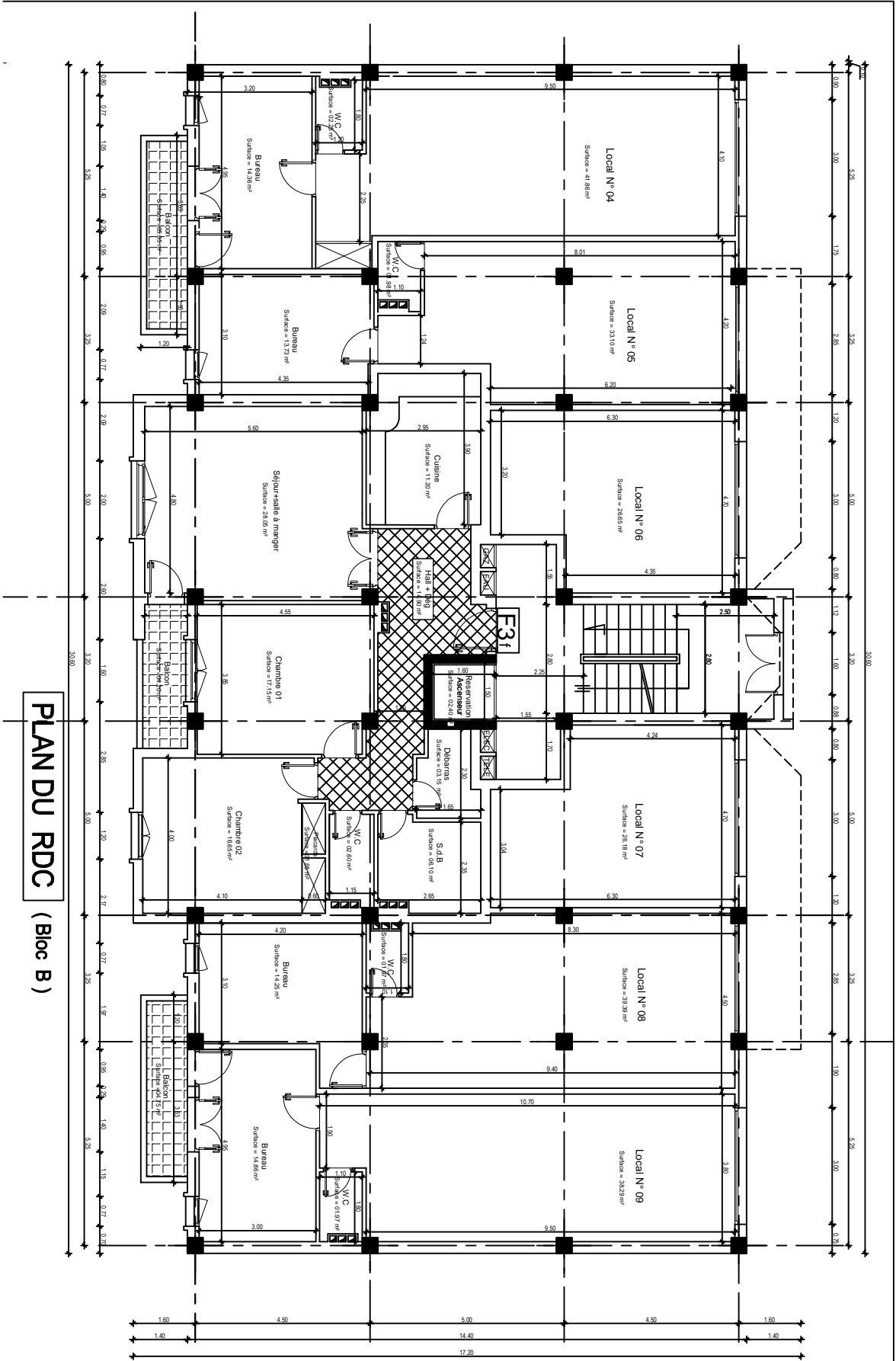
Dans notre projet, le dimensionnement, et l'analyse de bâtiment en R+7+2E-sol qui se porte à l'ossature à contreventement mixte en béton armé, sont portés sur outil logiciel ETABS qui s'avères assez performant pour la modélisation de différentes structures.

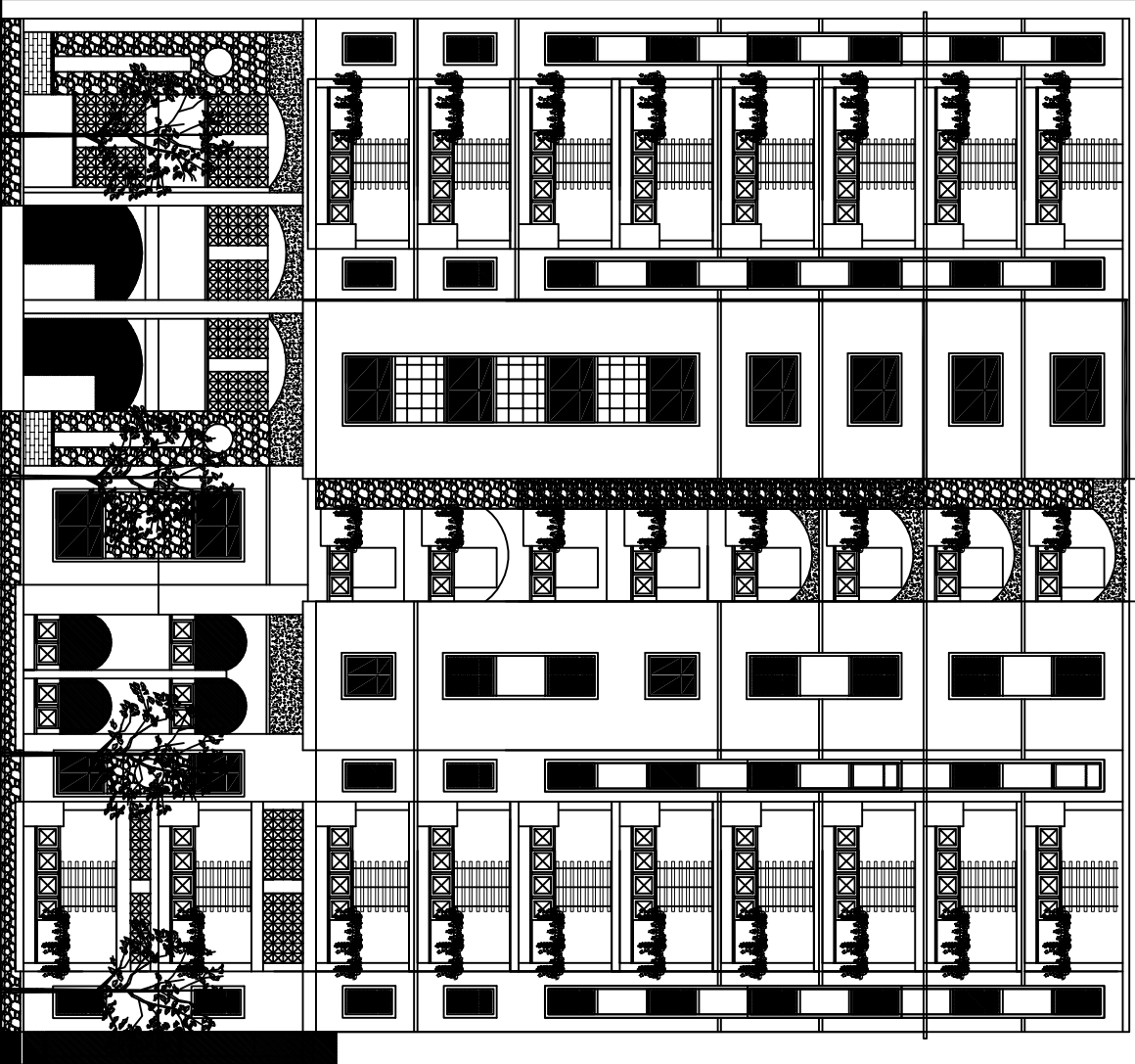
COUPE C - C (Bloc B)



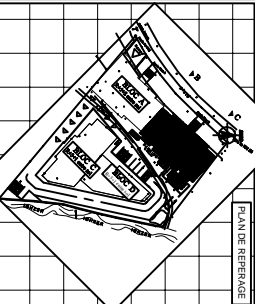


PLAN DU 1er ENTREE SOL (Bloc B)





PLAN DE REFERENCE



FACADE POSTERIEURE

Bloc B (Façade côté Sud-Est)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA : TIZOULZOU
 DAIRA : TIZGART
 COMMUNE : TIZGART

PROJET :
 REALISATION D'UN ENSEMBLE RESIDENTIEL
 DE 77 LOGEMENTS DE TYPE
 A, B, C, D

TITRES :

Attestation Bloc B.

- FACADE POSTERIEURE
 (voir l'ordonnance n° 141)

1/50

Maitre d'ouvrage :

S.A.R.L. "BAYBOMED"

LABORATOIRE ALGERIEN
 D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME

DATE :
 2015/01/01

DATE :
 2015/01/01

PROJET :
 1/50

PROJET :
 1/50

ARCHITECTURE :

LABORATOIRE ALGERIEN
 D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME

LABORATOIRE ALGERIEN
 D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME

LABORATOIRE ALGERIEN
 D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME

REDACTEUR :

C.E.S

C.E.S

C.E.S

C.E.S

N.A.D

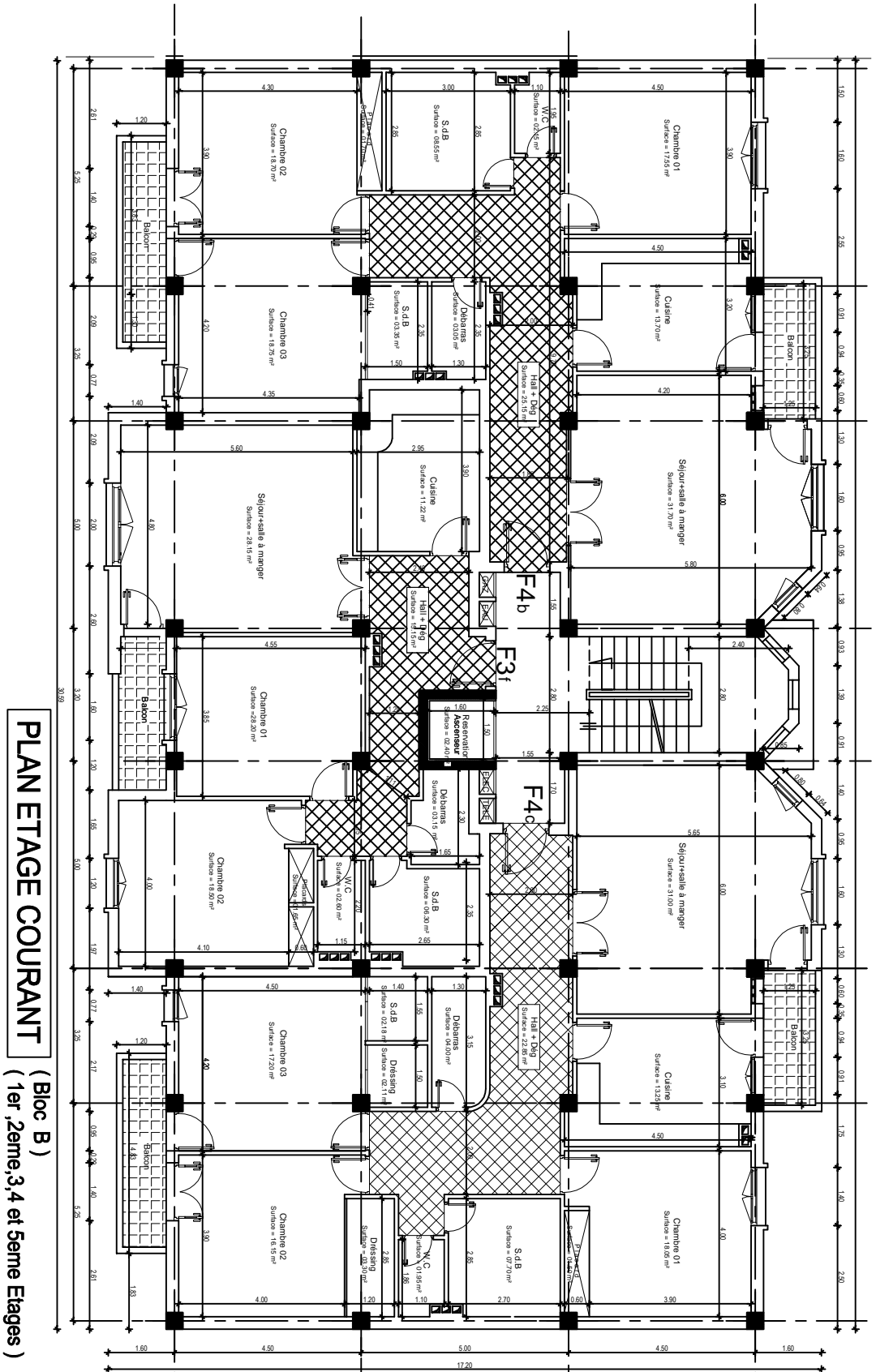
N.A.D

N.A.D

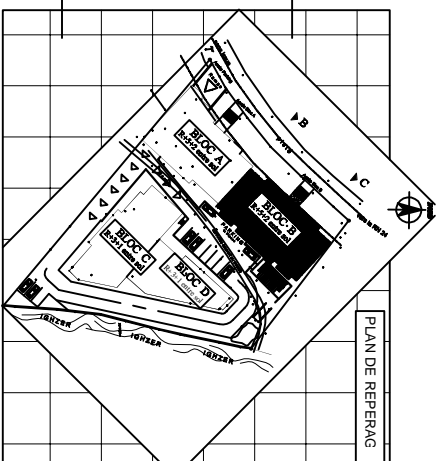
N.A.D

N.A.D

N.A.D



PLAN ETAGE COURANT (Bloc B)
(1er, 2eme, 3, 4 et 5eme Etages)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU
DAIRA : TIGZIRT
COMMUNE : TIGZIRT

PROJET:
REALISATION D'UN ENSEMBLE RESIDENTIEL
DE 77 LOGEMENTS PROMOTIONNELS
A TIGZIRT

| | | | |
|--|--|----------------------------|--|
| TITRES : | | ECHELLE : | |
| Architecture Bloc B : | | 1 / 50 | |
| - PLAN DU RDC (Bloc B) | | 1 / 50 | |
| - PLAN ETAGE COURANT (Bloc B) (1er, 2eme, 3, 4 et 5eme Etages) | | VISA : | |
| Maitre d'Ouvrage : | | DATE : | |
| S.A.R.L "BATTIOMED" | | Aout 2012 | |
| Adresse du Projet : | | PLANCHE : | |
| Lot n°1 "ABU.L", Village EL AZZAB, Commune et Daira de TIGZIRT | | Arch-01-00/16 | |
| ARCHITECTURE : | | DOSSIER EXECUTION : | |
| BETON ARMÉ | | 20/06/2012 | |
| C.E.S | | | |
| V.R.D | | | |

chapitre 1

I. Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût. Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA99, version 2003) et les règlements du béton aux états.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+7+2entres-sols), à usage d'habitation et commercial et parking, Il consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en béton armée.

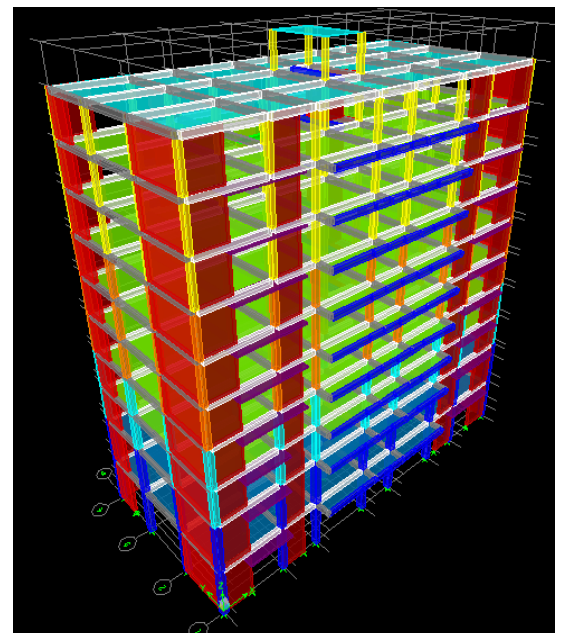
L'ossature porteuse du bâtiment est de type « mixte » c'est-à-dire constituée de portiques – voiles qui assureront le contreventement de l'ouvrage

Notre projet sera implanté à la ville d'Azazga la willaya de TIZI OUZOU, classé selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), et selon sa destination il est classé dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).

La contrainte admissible du sol est donné par le rapport du sol: $\sigma_{sol}=2,1$ bars, le site est considéré comme ferme : catégorie S2

Le bâtiment est composé d'un :

- Entre sol 1 à usage (habitation + locaux).
- Entre sol 2 à usage (habitation+ parking).
- un RDC à usage (habitation +locaux).
- (7) étages à usage d'habitation.
- une (01) cage d'escalier.
- une (01) salle machine.



I.2. Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur totale du bâtiment -----**35,14m**
- Longueur totale du bâtiment-----**14,50m**
- Largeur totale du bâtiment -----**30,65m**
- Hauteur d'étage courant et RDC-----**3,06m**
- Hauteur du premier entresol -----**4,08m**
- Hauteur de l'acrotère -----**0,70m**
- Hauteur salle machine-----**2,5m**

I.3. Réglementation utilisée :

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 / version 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé en suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C 2-41**) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).

I.4. Eléments de l'ouvrage :**➤ La superstructure**

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

I.4.1. Ossature :

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17 m en zone IIa, et qui est le cas de notre bâtiment (31.58 m), il y a lieu d'introduire des voiles de contreventement en béton armé; ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

Le contreventement de notre bâtiment est assuré par deux (2) types :

- **Contreventement par portique :** C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à : Reprendre les charges et surcharges

verticales et une partie des surcharges horizontales. Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Contreventement par voile :** Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, etc.), ils assurent : D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse). Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (Séisme), (fonction de Contreventement). Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonctions de résistance mécanique : ils sont conçus pour supporter les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il existe deux(2) types de plancher :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse inaccessible a une forme de pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et sera muni d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

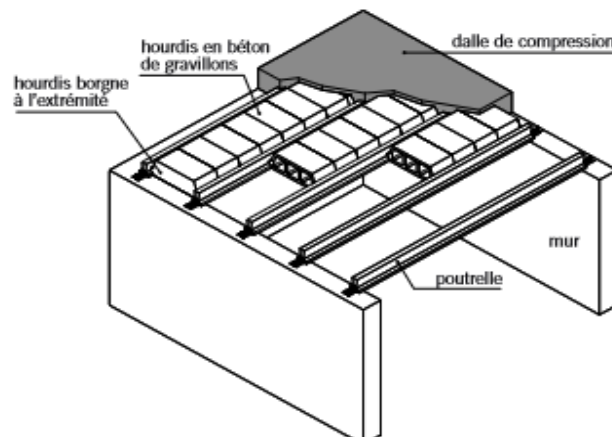


Figure I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.

- **Planchers en dalle pleine :**

Ce sont des planchers coulés sur place constitués en béton armé posés directement sur les poteaux. Ce sont des planchers plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur de 4 à 5 cm. Ils sont utilisés généralement dans la cage d'escalier, cage d'ascenseur, les balcons et les paliers de repos des escaliers.

Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges.
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines.

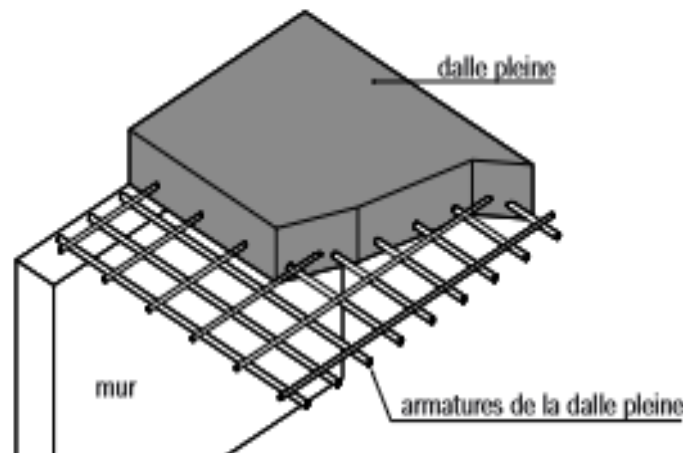


Figure I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires (briques, pierres, moellons...) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment...).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloison :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles parois en briques creuses (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs : ils sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

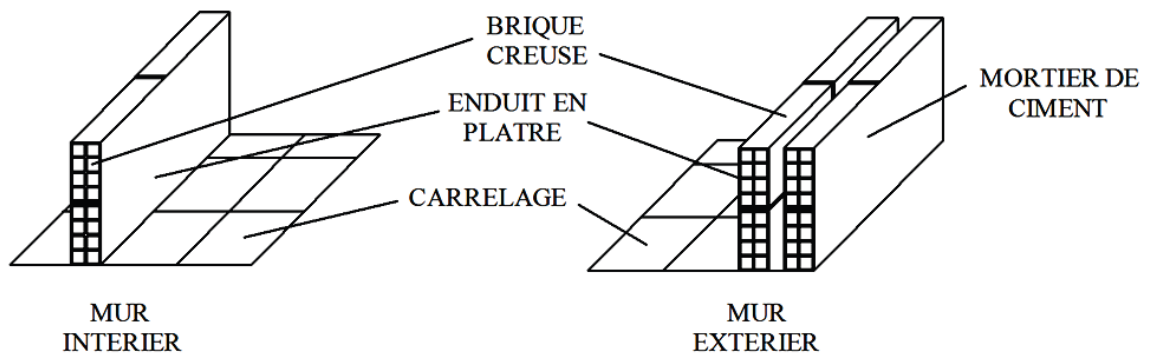


Figure I.3 : Mur en double et simple cloison

I.4.4. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux « marches et paliers » permettant le passage à pieds entre les différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escaliers à deux volées constitué par une série de marches, contre marches, paliers et paillasse qui seront réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage des escaliers s'effectuera par étage.

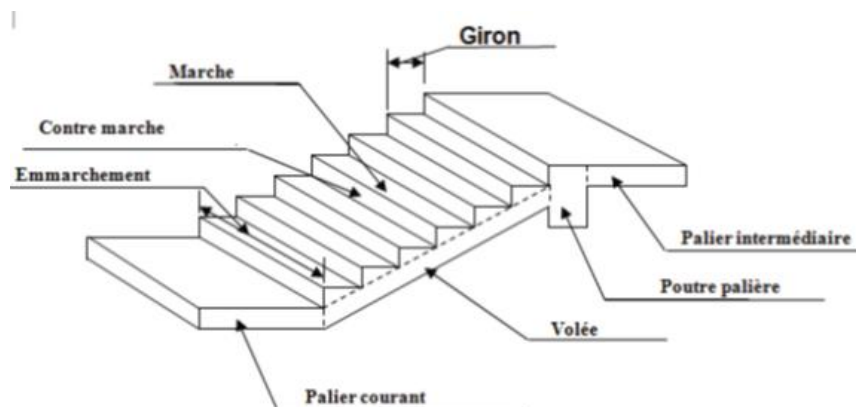


Figure I.4 : schéma d'un escalier

I.4.5. Revêtement :

Les revêtements seront comme suit :

- Murs extérieurs, la cage d'escalier, plafond des sanitaire enduit ciment.
- Murs intérieurs, les plafondsenduit plâtre.

- Salle d'eau, la cuisine..... céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Plancher courant, les balcons et les escaliers....dalle de sol + seuil en marbre.
- Le plancher terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.6. Salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur servant au transport vertical des personnes aux différents étages d'un immeuble.

Notre bâtiment contient une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en voiles en béton armé coulé sur place.

I.4.7. Acrotère :

On appelle un acrotère un socle disposé aux extrémités et au sommet d'un fronton ; élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm, a pour but un bon façonnage de l'étanchéité, il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

I.4.8. Le système de coffrage :

Les systèmes de coffrage sont des structures temporaires qui servent à façonner et à contenir du béton frais ; On utilise deux types de coffrage :

- Un coffrage traditionnel (en bois) pour les portiques (les poteaux et les poutres)
- Un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

I.4.9. Terrasse :

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible réalisé en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux
- Revêtement d'étanchéité
- Protection lourde (gravier roulé)

- Isolant thermique pour protéger l'élément porteur à des chocs thermiques et qui limite les déperditions ; la nature d'isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.

➤ **L'infrastructure**

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient les fondations.

Les fondations est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction, assurent la stabilité du bâtiment. Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.) soit directement (cas des semelles filantes ou radier général) soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement et des caractéristiques physiques et mécaniques des sols) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au Règlement Parasismique Algérien RPA Version 2003, et au règlement du béton armé aux états limite BAEL91 modifié 99.

I.5.1. Le béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Des granulats et agrégats (graviers, gravillons, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile) auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage dans des proportions bien définie et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

On peut aussi ajouter éventuellement d'adjuvant pendant le mélange pour améliorer les propriétés spécifique du béton frais ou durci, telle que la maniabilité, la durabilité et la résistance initiale ou finale.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32.5 dosé à 350 kg/ m³ dans le béton.

La composition de béton sera établie par le laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leur provenance.

La pratique conduit vers le rapport :

$$\frac{\text{Eau}}{\text{ciment}} = 0,5 \text{ cela pour limiter le retrait du béton :}$$

- Si $\frac{\text{Eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- Si $\frac{\text{Eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque :

Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

a) Résistance Caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression, mesurée à l'âge de 28 jours et notée f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées en forme cylindrique de diamètre $\varnothing = 16$ cm, hauteur $h = 32$ cm.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge inférieur à 28 jours sa résistance f_{c_j} obtenu au jour considéré évalué par les formules suivantes :

| | | |
|-----------------------------|---|------------------------------|
| $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ | $f_{c_j} = \left[\frac{j}{(4.67 + 0.83j)} \right] \times f_{c28} \dots \text{ si } j \leq 60 \text{ jours}$ $f_{c_j} = 1.1 f_{c28} \dots \text{ si } j > 60 \text{ jours}$ | (ART A.2.1.11-BAEL91) |
| $f_{c28} > 40\text{MPa}$ | $f_{c_j} = \left[\frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \right] \times f_{c28} \dots \text{ si } j \leq 28 \text{ jours}$ $f_{c_j} = f_{c28} \dots \text{ si } j > 28 \text{ jours}$ | (ART A.2.1.11-BAEL91) |

Tableau I.1 : résistance du béton

Notre structure est à usage multiple donc on prend une résistance du béton a la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$ facilement atteint dans les chantiers régulièrement contrôlés.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \dots\dots\dots$ Si $f_{28} \leq 60 \text{ MPa}$
- $f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots$ Si $f_{28} > 60 \text{ MPa}$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée.

On distingue deux modules de déformation :

- **Module d'élasticité longitudinal :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Il est utilisé dans le cas où la durée d'application des contraintes normales est inférieure à 24h. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné par la relation :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art. A.2.1.21, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec:

f_{cj} : la résistance du béton a la compression a « j » jour.

Pour notre cas :

On a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28}=11000 \sqrt[3]{25}$$

$$E_{ij}=32164.2\text{MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Il est utilisé dans le cas où la durée d'application des contraintes normales est de longue durée, en tenant compte de retrait et du fluage de béton qui est égale a (1/3) du module de déformation.

Le module de déformation longitudinale différé du béton à l'âge de « j » jours est donné par la relation:

$$E_{vj}=3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{Art. A.2.1.21, BAEL 91/modifié 99})$$

Pour notre cas :

On a $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$E_{v28}=3700^3 \sqrt{f_{c28}}$$

$$E_{v28}=3700^3 \sqrt{25}$$

$$E_{vj}=10818.865 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversal :**

Le module de déformation transversale, notée G, caractérise la déformation du matériau engendré par l'effort tranchant, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

\nu: Coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson \nu : (Art A.2. 1, 3/ BAEL91 modifié 99) :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est pris égale à :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale } \frac{\Delta d}{d}}{\text{déformation relative longitudinale } \frac{\Delta l}{l}}$$

$\nu = 0$ (à l'ELU).

$\nu = 0,2$ (à l'ELS).

e) Notions d'états limites :

On appelle état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur, et au-delà de cet état un ou plusieurs éléments de la structure n'assurent plus la fonction pour laquelle il a été conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU).
- Etat Limite de Service (ELS).

1. Etat limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînera la ruine de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :

- L'équilibre statique (non-renversement).
- La stabilité de forme (non-flambement).
- La résistance à la fatigue des matériaux (non-rupture).
- La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \quad \text{(A.4.3, 41 du BAEL 99) :}$$

Avec :

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application du chargement

| | | | |
|--------------|--------------|----------------|-------------|
| θ | 1 | 0.9 | 0.85 |
| La durée (t) | $t \geq 24h$ | $1h < t < 24h$ | $t \leq 1h$ |

F_{bu} : contrainte du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{dans les situations durables} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{dans les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$F_{c28}=25\text{MPa}$$

- Dans le cas de situation durable :

$$\text{On a } \gamma_b=1.5 \text{ et } \theta=1 \rightarrow F_{bu}=\frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}$$

$$\rightarrow F_{bu}=14.2\text{MPa}$$

- Dans le cas de situation accidentelle :

$$\text{On a } \gamma_b=1.15 \text{ et } \theta=1 \rightarrow F_{bu}=\frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15}$$

$$\rightarrow F_{bu}=18.5\text{MPa}$$

❖ Le diagramme des contraintes-déformation du béton (E.L.U)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5%

(pour $\varepsilon_{bc} < 2\%$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} \cdot E_b$)

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation de béton en compression

E_b : module de Young

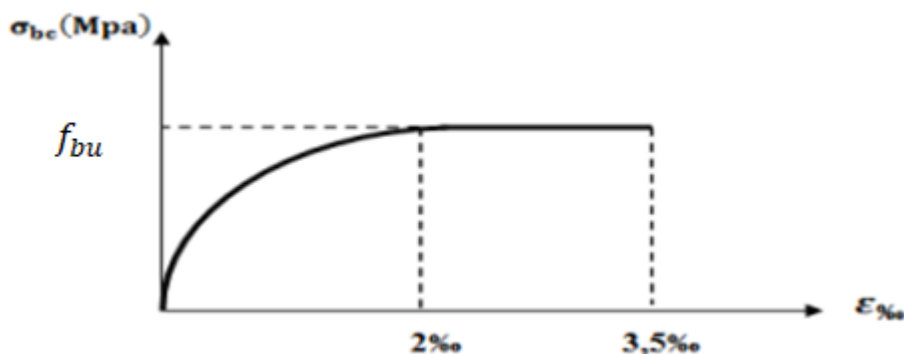


Figure I-5 : Diagramme simplifié contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- Une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- Une partie rectangulaire où $2 ‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5 ‰$ (Etat plastique).

2. Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} \quad (\text{A.4.5, 2 du BAEL 99})$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

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

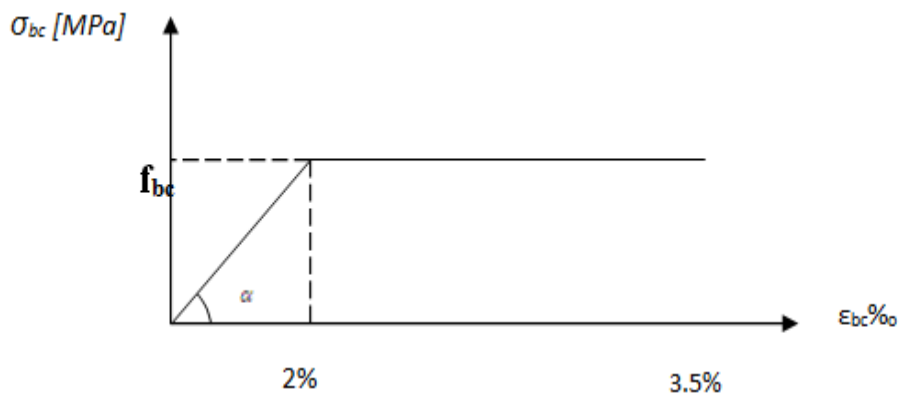


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

f) Contrainte limite de cisaillement τ_u :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad (\text{Article A.5.1, 1 du BAEL 99})$$

Avec :

Vu : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile (h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

I.5.2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par de béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- Les ronds lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas :

Les trois types d'aciers utilisés sont les suivants :

- Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité $f_e = 235 \text{ MPa}$.
- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudé TS520 $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$, dont la limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$.

Caractéristiques de l'acier utilisé dans notre cas :

| Type d'aciers | Nomination | Symbole | Limite élastique fe en (MPa) | Coefficient de fissuration η | Coefficient de scellement ψ |
|-------------------|--|---------|------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Acier en barre | Haute adhérence feE400 | HA | 400 | 1.6 | 1.5 |
| Acier en treillis | Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$) | TS | 520 | 1.3 | 1 |

Tableau I-2 : Caractéristiques des aciers.

1) Module d'élasticité longitudinale :

Les trois d'acier ont le même comportement élastique, le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est donné par l'article comme suit :

$$E_s = 210000 \text{ MPa.} \quad (\text{Article .2.2,1 du BAEL 99})$$

2) Contrainte limite de l'acier :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite ultime de déformation par comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{article 4.3,2 du BAEL 99})$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante.} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

- ❖ Diagrammes des contraintes – déformations de calcul : (Art A.2.2, 2/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

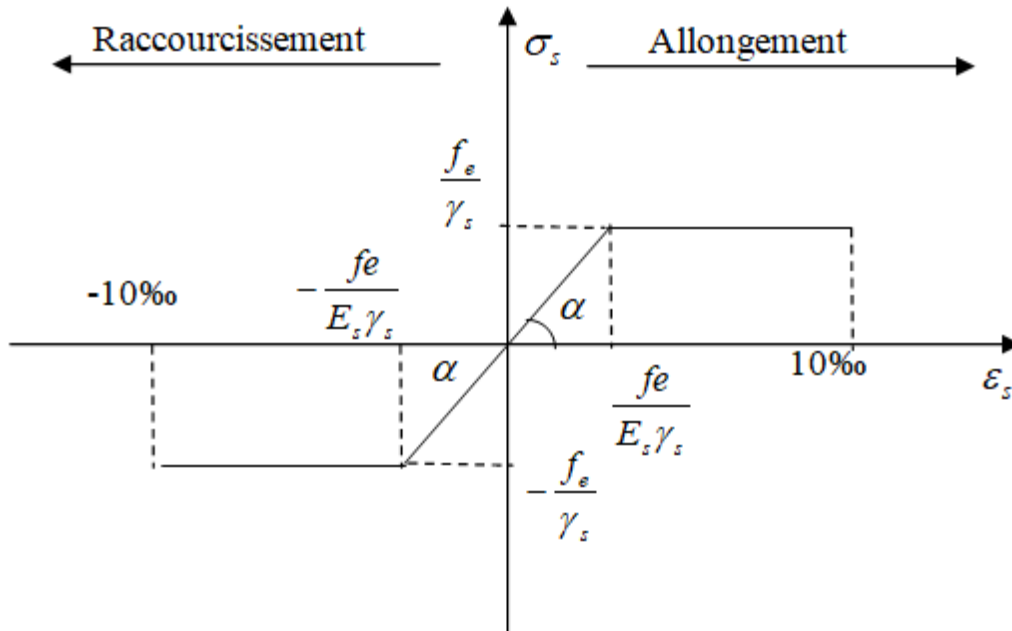


Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

3) Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue 3 cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas :

Aucune vérification n'est à effectuer, juste que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A. 4. 5. 32BEAL91/modifiée99}).$$

- **Fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations.

Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{A.4.5.33 BEAL91/modifiée99})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6$ mm).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi > 6$ mm).

- **Fissuration très préjudiciable :**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite. Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{A.4.5.3.4 BEAL91/modifiée99})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\sigma_{st} = 130$ MPa pour les RL.

$\sigma_{st} = 165$ MPa pour les HA.

➤ **Protection d'armatures : (art A. 7-2 4 BAEL 91).**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **$3 \geq c \geq 5$ cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$1 \geq c \geq 3$ cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des

condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

- **$C \leq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Conclusion

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix de matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre structure.

Chapitre II

II. Introduction:

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments qui dans le but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles... etc.) Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **RPA99 version 2003** et **BAEL91/99** afin d'assurer la stabilité et la résistance de notre construction.

II.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments barres en béton armé coulé sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées L et sont données par référence du BAEL comme suit :

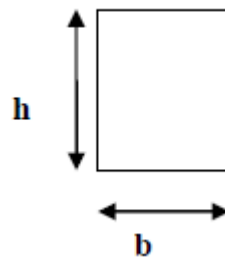


Figure II.1 : Section d'une poutre

Hauteur h :

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

Largeur b :

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

Avec :

L : portée de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

h : la hauteur totale de la poutre

Selon les poutres doivent respecter les conditions ci-après (RPA 99V2003. Article 7.5.1) :

- La largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- La hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$.
- Le rapport : $\frac{b}{h} \leq 4 \text{ cm}$.

Dans la construction on distingue deux (2) types de poutre :

- 1) les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- 2) les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

- **Poutres principales :**

- **Hauteur « h » :**

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

Avec:

L max: Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 525 - 25 = 500 \text{ cm.}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40 cm.**

- **La largeur « b » :**

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

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 25 cm.**

- **Poutre secondaires :**

- **Hauteur « h » :**

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

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm.}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 40 cm.**

- **La largeur « b » :**

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

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 47.5 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 25 cm.**

- **Poutre paliers :**

- **Hauteur « h » :**

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10}$$

$$L = 320 - 25 = 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \rightarrow 19.66 \text{ cm} \leq h \leq 29.5 \text{ cm.}$$

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

- **La largeur « b » :**

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

On prend: **b = 20 cm.**

- **Poutre de chaînage :**

- **Hauteur « h » :**

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10}$$

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm.}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 40 cm.**

- La largeur « b » :

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

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 25 cm.**

- Les dimensions des poutres retenues sont :

Poutres principales : (25×40) cm².

Poutres secondaires : (25×40) cm².

Poutres chaînage : (25×40) cm².

Poutres paliers : (20×30) cm².

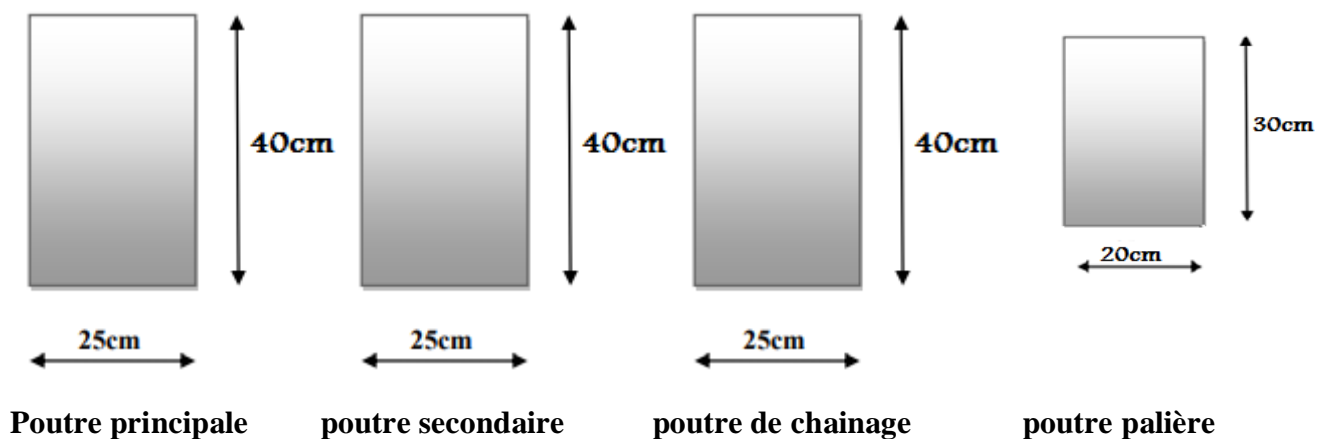


Figure II.2 : Dimensions des Poutres

Vérification des exigences RPA : (Art.7.5.1 du RPA99 modifié 2003).

| Conditions RPA | Poutres principales | Poutres secondaires | Poutres paliers | Poutre de chaînage | vérifications |
|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|--------------------|---------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40 cm | 40 cm | 30 cm | 40 cm | cv |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 25 cm | 25 cm | 20 cm | 25 cm | cv |
| $h/b \leq 4$ | 1.6 | 1.6 | 1.5 | 1.6 | cv |

Tableau II.1 : Vérifications des conditions de l’RPA dans les poutres.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1. Planchers en corps creux :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux de la construction qui séparent deux niveaux consécutif d'un bâtiment, Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression ferraillée de treillis soudé) qui reposent sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite Portée.

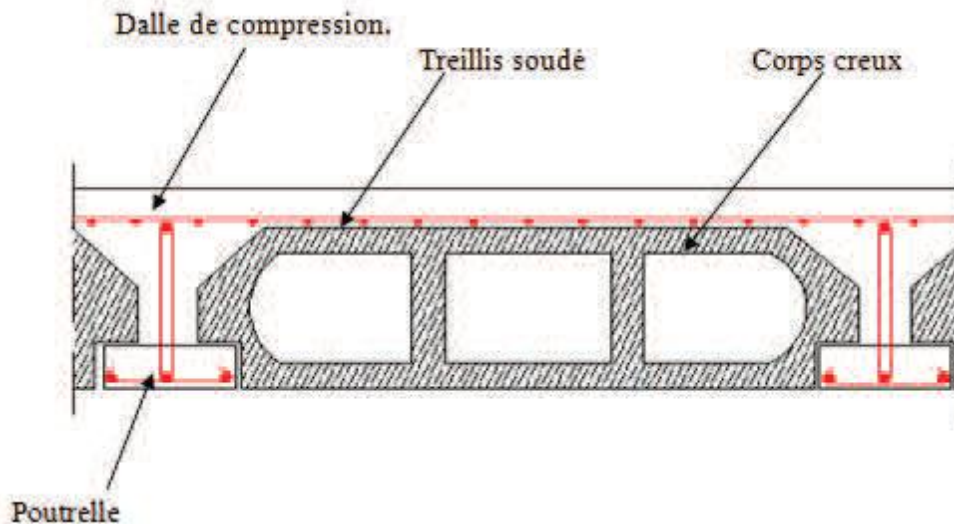


Figure II.3 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

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

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

Donc :

$$L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{475}{22.5} = 21.11 \text{ cm.}$$

On adoptera pour un plancher de type (20+5) composé de :

- corps creux de **20 cm**.
- d'une dalle de compression de **5 cm**.

II.2.2. 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 :

1) 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:

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

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré.

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas :

Nous avons deux types de dalle pleine :

❖ **Consoles** : Épaisseur de la dalle des consoles est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{lx}{10} \quad (\text{Art B.6.5.1 BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- lx : portée libre du balcon.

- ep : épaisseur de la dalle.

Donc: $e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm.}$

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

❖ **Dalle pleine reposant sur 3 appuis :**

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{1.60}{1.60}$$

$\alpha = 1 \rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ (le panneau travail dans les deux sens).

$$\frac{lx}{40} \leq ep \leq \frac{lx}{35} \rightarrow 4 \leq ep \leq 4.57$$

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

2) 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 : $ep \geq 11 \text{ cm}$

3) Condition de l'isolation acoustique :

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

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

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

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

Donc :

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

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

$$M = 2500 \times e_p \geq 350 \rightarrow e_p \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

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

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 : **$e_p = 15 \text{ cm}$**

II.2.3. Pré-dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e \quad \text{RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]}$$

Avec :

α : épaisseur du voile.

L : portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ($e \geq 15 \text{ cm}$), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions e de rigidité aux extrémités.

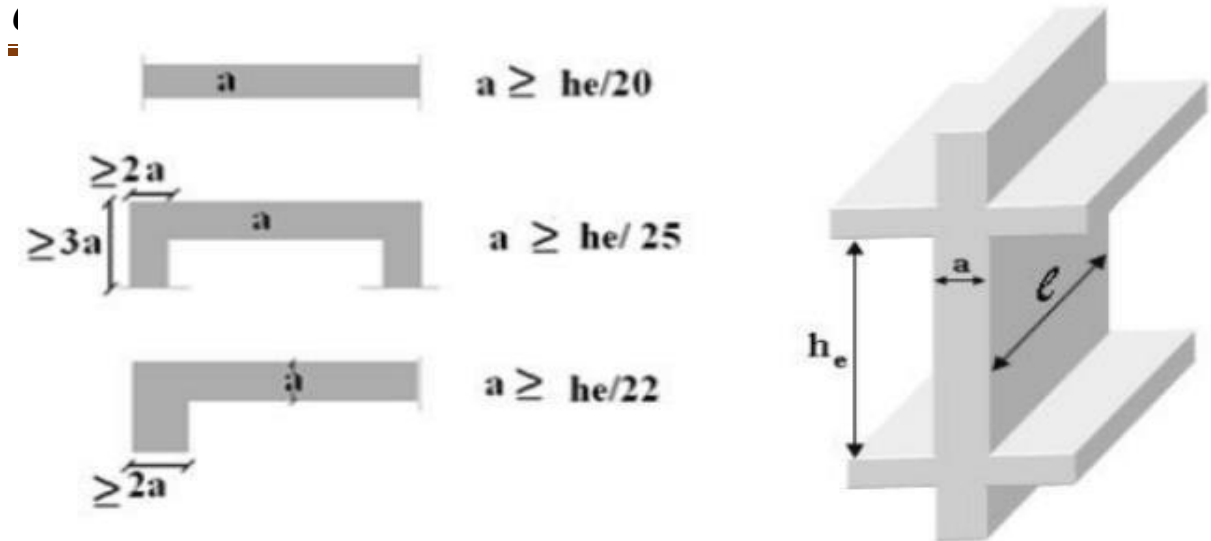


Figure II.4 : Section réduite du voile.

Dans notre cas le cas le plus défavorable est : $a \geq \frac{h_e}{20}$

La hauteur la plus grand est de 4.08 m.

Donc:

$$h_e = 4.08 \text{ m.}$$

$$h_e = h - e_{\text{plancher}} = 408 - 25 = 383 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA :

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

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

Avec :

L_{\min} : portée (Largeur) minimale des voiles.

On a:

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

$L_{\min} \geq 100 \text{ cm.}$

→ **Condition vérifiée.**

II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armature longitudinale (verticale) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles pour éviter le flambement du poteau. Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des charges.

L'effort N_s sera déterminé avec une descente des charges et les limites imposées par le **(RPA 99 modifié 2003)**.

Le RPA nous impose pour la zone (II) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque :

Pour nos calculs la section du poteau exigée par le RPA est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \quad (\text{RPA99 version 2003- 7.4.3.1-})$$

Avec :

G: charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

S: Section transversale du poteau.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau. $N_s = G + Q$

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

II.2.5. Détermination des charges et surcharge :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les Surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

II.2.5.1. Charges permanentes (G) :

$$G = \rho \times e$$

Avec:

ρ : Le poids volumique.

e : Epaisseur de l'élément

1) Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

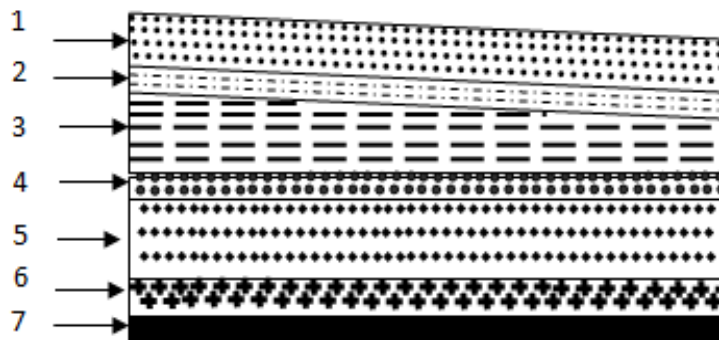


Figure II.5 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible).

| N ^o | Eléments | e (m) | G (KN/m ²) |
|----------------|---------------------------------|-------|------------------------|
| 1 | Couche de gravier | 0.05 | 1.00 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Béton en forme de pente | 0.07 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane (par vapeur) | / | 0.01 |
| 5 | Isolation thermique (liège) | 0.05 | 0.20 |
| 6 | Plancher en corps creux | 0.25 | 3.20 |
| 7 | Enduit de plâtre | 0.02 | 0.20 |
| | | | G=6.27 |

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse.

2) Plancher d'étage courant :

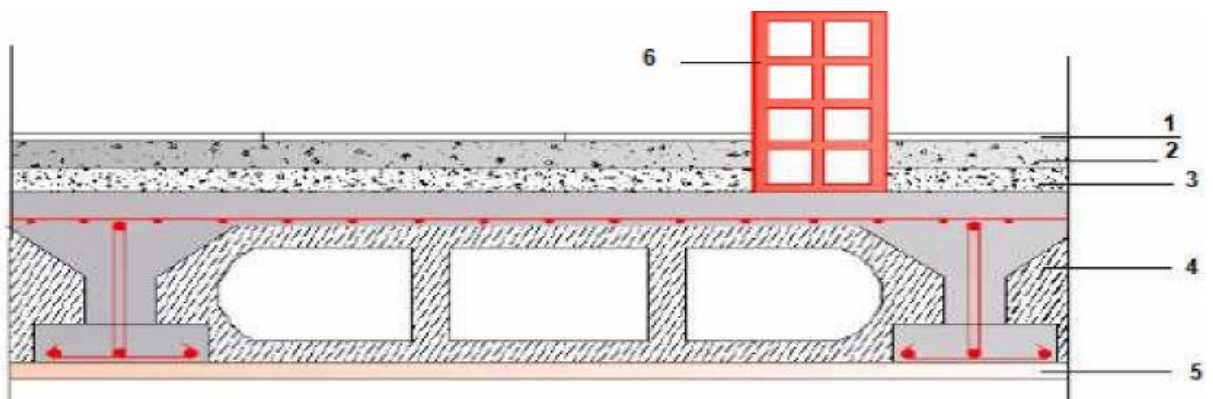


Figure II.6 : Plancher d'étage courant en corps creux.

| N ⁰ | Eléments | e (m) | G (KN/m ²) |
|----------------|---------------------------|-------|------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.03 | 0.54 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 0.66 |
| 4 | Dalle en corps creux | 0.25 | 3.2 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.02 | 0.20 |
| 6 | Cloison en briques creuse | 0.1 | 0.90 |
| | | | G=5.90 |

Tableau II.3 : Charges permanentes d'étage courant

3) Dalle pleine :

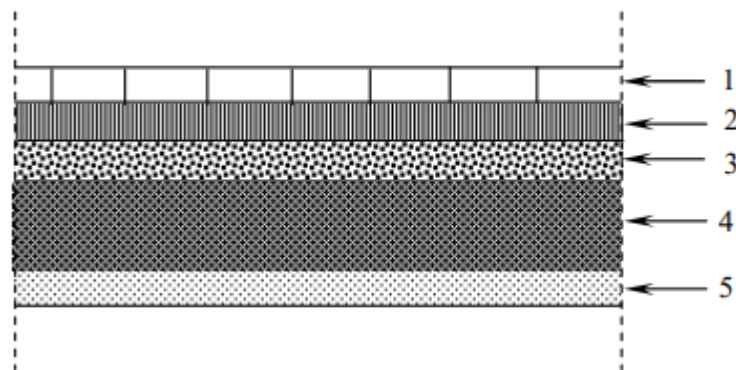


Figure II.7: Coupe transversale du plancher en dalle pleine.

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

| N ⁰ | 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 |

Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine.

4) Maçonnerie :

- Mur extérieur :

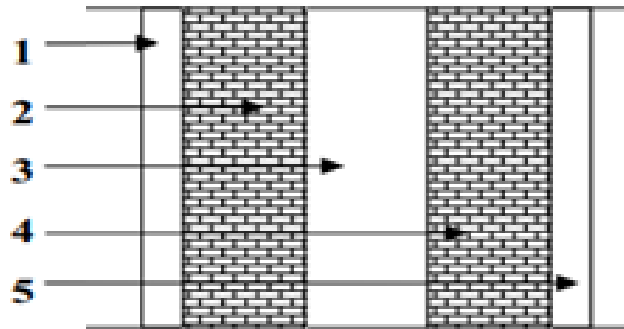


Figure II.8: Coupe verticale d'un mur extérieur

| N ^o | Eléments | e (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-----------------------------------|------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 3 | lame d'air | 0.05 | - | - |
| 4 | Brique creuse | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Gt= Σ Gi | | | | 2.36 |

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur extérieur.

- Mur intérieurs :

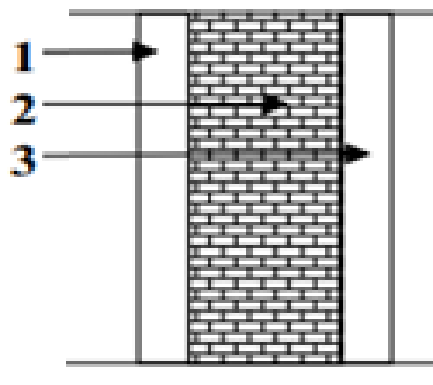


Figure II.9 : Coupe horizontale du mur intérieur

| N ⁰ | Eléments | e (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-----------------------------------|------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Briques creuses | 0.10 | 09 | 0.9 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Gt= Σ Gi | | | | 1.30 |

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.

5) Voile :

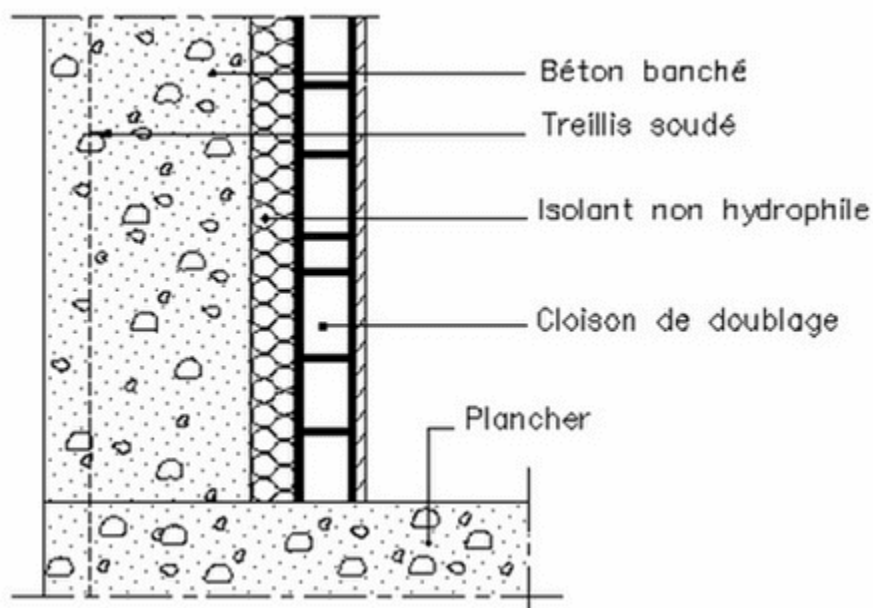


Figure II.10 : Coupe horizontale d'un voile.

| N ⁰ | Eléments | e (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-----------------------------------|---------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Voile en béton armé | 0.2 | 25 | 5 |
| 2 | Enduit de ciment | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Gt= Σ Gi | | | | 5.74 |

Tableau II.7 : valeur des charges permanente du voile.

6) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 70cm

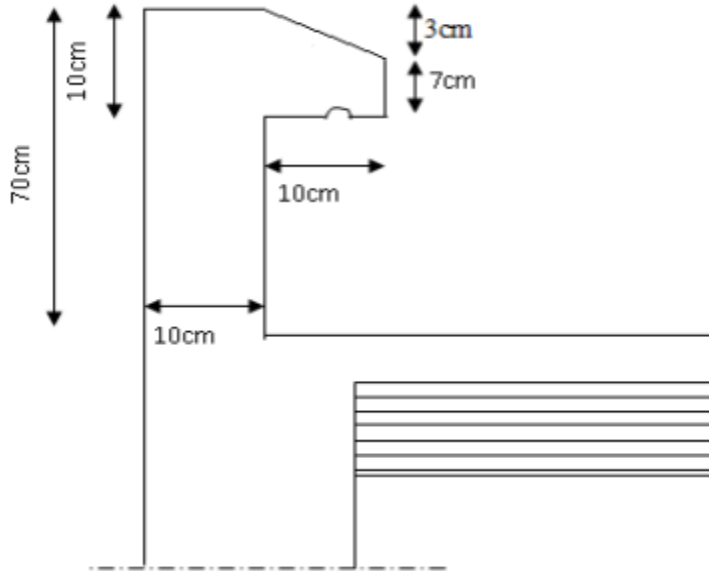


Figure II.11 : Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1ml$$

$$S = \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0785 \times 1ml = 1,9652 \text{ kN/ml.}$$

$$G = 1,9652 \text{ kN/ml}$$

II.2.5.2. Charges d'exploitation (Q) :

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

| N ^o | Eléments | Surcharge (KN/m ²) |
|----------------|---|--------------------------------|
| 1 | Plancher de terrasse inaccessible | 1 |
| 2 | Plancher d'étage courant à usage d'habitation | 1.5 |
| 3 | Plancher RDC (habitation +locaux) | 2.5 |
| 4 | Plancher de entre-sol | 2.5 |
| 5 | Acrotère | 1 |
| 6 | Escalier | 2.5 |
| 7 | Balcons en dalle pleine | 3.5 |

Tableau II.8 : valeur des surcharges d'exploitation.

II.2.6. Descente de charges :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque éléments porteur (poutre et poteau et voile) appelée surface d'influence.

❖ Surface d'influence :

La Surface d'influence du plancher courant revenant au poteau le plus sollicité qui est repéré par (G2).

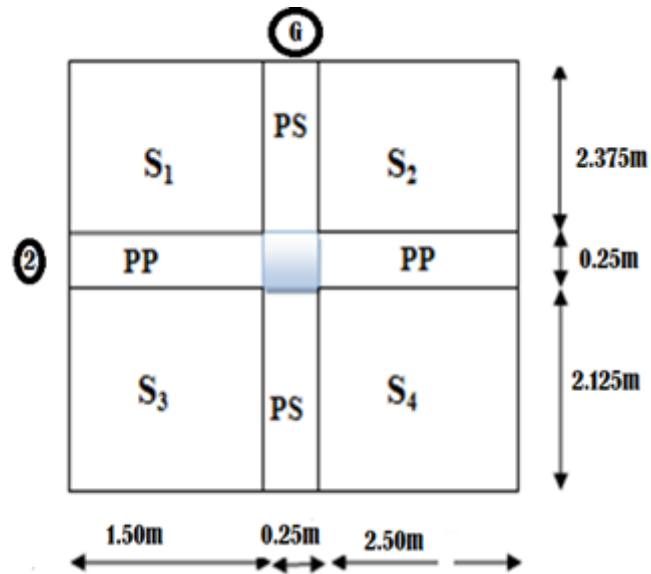


Figure II.12 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G2).

- **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_n = (1.50 \times 2.375) + (2.375 \times 2.50) + (1.50 \times 2.125) + (2.50 \times 2.125)$$

$$S_n = 18 \text{ m}^2.$$

- **-Section brute :**

$$S_b = 4.25 \times 4.75 = 20.18 \text{ m}^2$$

$$S_b = 20.18 \text{ m}^2$$

II.2.7. Poids propre des éléments :

1) **Poids propre du plancher :** $P = G \times S$

- **Le plancher d'étage courant:**

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_t$$

$$P_{\text{Plancher}} = 5.90 \times 18$$

$$P_{\text{Plancher}} = 106.2 \text{ KN}$$

- **Le plancher terrasse:**

$$P_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S_t$$

$$P_{\text{Plancher}} = 6.27 \times 18$$

$$P_{\text{terrasse}} = 112.86 \text{KN}$$

2) Les poutres :

$$G_P = P_{pp} + P_{ps}$$

• Les Poutres principales:

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,40) \times (2.5 + 1.5) \times 25$$

$$P_p = 10 \text{KN}$$

• Les Poutres secondaires:

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,40) \times (2.375 + 2.125) \times 25$$

$$P_s = 11.25 \text{KN.}$$

$$G_P = 11.25 + 10 = 21.25 \text{ KN}$$

$$G_P = 21.25 \text{ KN}$$

3) Les poteaux :**• Poteau d'étage courant + RDC :**

$$P_{\text{courant}} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 4,90 \text{KN}$$

• Poteau d'E-SOL :

$$P_{\text{E-SOL}} = (0,25 \times 0,25 \times 4,08) \times 25$$

$$P_{\text{E-SOL}} = 6.375 \text{ KN.}$$

II.2.8. Surcharge d'exploitation :

- RDC:** $Q \times S_b = 2,5 \times 20.18 = 50.45 \text{ kN}$
- Etages courants:** $Q \times S_b = 1,5 \times 20.18 = 30.27 \text{ kN}$
- Terrasse inaccessible:** $Q \times S_b = 1 \times 20.18 = 20.18 \text{ kN}$

II.2.9. La loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

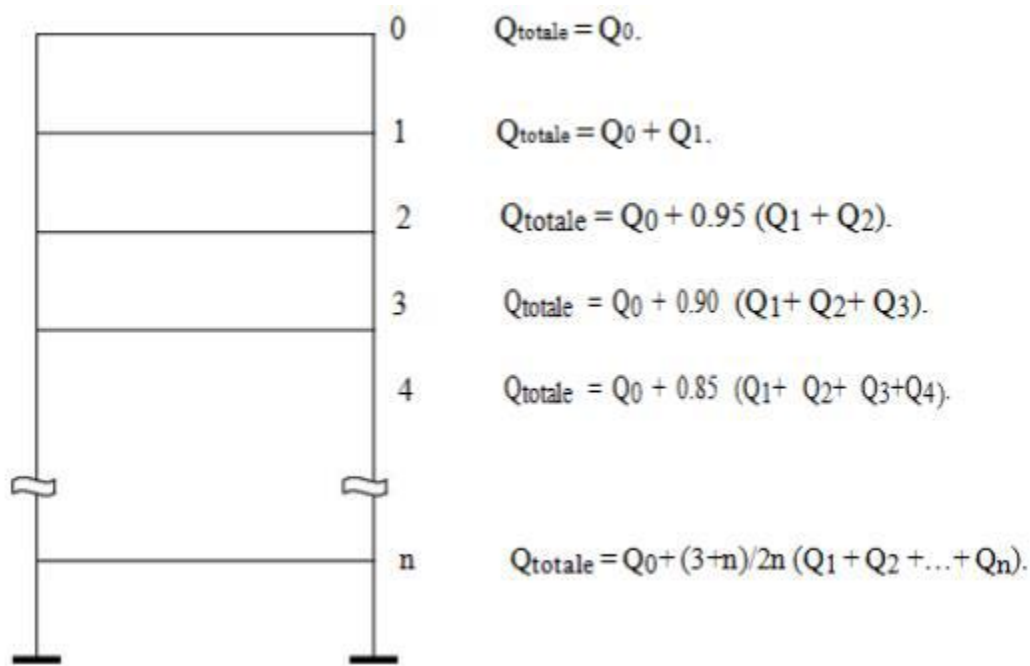


Figure II.13 : Charges d'exploitation cumulées.

Avec :

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.

❖ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

Terrasse: $Q_0=20.18 \text{ kN}$

6ème: $Q_0+Q_1=20.18+30.27=50.45 \text{ kN}$

5ème: $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=20.18+0,95(30.27 \times 2)=77.69\text{kN}$.

4ème: $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=20.18+0,90(30.27\times 3)=101.90kN.$

3ème: $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=20.18+0,85(30.27\times 4)=123.09kN.$

2ème: $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=20.18+0,80(30.27\times 5)=141.26 kN.$

1ème: $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=20.18+0,75(30.27\times 6)=156.40 kN.$

RDC: $Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{RDC})=20.18+0,71(30.27\times 6 +50.45)=184.95 kN.$

E-SOL1: $Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_{RDC}+Q_{ES1})=20.18+0.68$
 $(30.27\times 6+50.45\times 2)=212.29 kN.$

E-SOL2: $Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{RDC}+ Q_{ES1}+ Q_{ES2})=20.18+0.68 (30.27\times 6+$
 $(50.45\times 3))=246.59kN.$

| Niveaux | Charges permanentes en (KN) | | | | | Charges d'exploitations (KN) | | Effort normal (KN) | Sections des poteaux (cm ²) | |
|---------|-----------------------------|-------------------|-------------------|---------|----------|------------------------------|----------|--------------------|---|------------------|
| | Poids des planchers | Poids des Poutres | Poids des poteaux | G total | G Cumulé | Q | Q Cumulé | N = GC+ QC | $S \geq \frac{N_s}{0.3fc28}$ | Section adopté e |
| 7 | 112.86 | 21.25 | 4.9 | 139.01 | 139.01 | 20.18 | 20.18 | 159.19 | 212.25 | 30×35 |
| 6 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 271.36 | 30.27 | 50.45 | 321.81 | 429.08 | 30×35 |
| 5 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 403.71 | 30.27 | 77.69 | 481.4 | 641.86 | 30×35 |
| 4 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 536.06 | 30.27 | 101.90 | 637.96 | 850.61 | 35×40 |
| 3 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 668.38 | 30.27 | 123.09 | 791.47 | 1055.29 | 35×40 |
| 2 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 800.73 | 30.27 | 141.26 | 941.99 | 1255.98 | 35×40 |
| 1 | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 933.08 | 30.27 | 156.40 | 1089.48 | 1452.64 | 40×45 |
| RDC | 106.2 | 21.25 | 4.9 | 132.35 | 1065.43 | 50.45 | 184.95 | 1250.38 | 1667.17 | 40×45 |
| E-SOL1 | 106.2 | 21.25 | 6.375 | 133.82 | 1199.25 | 50.45 | 212.29 | 1411.54 | 1882.05 | 45×50 |
| E-SOL2 | 106.2 | 21.25 | 6.375 | 133.82 | 1333.07 | 50.45 | 246.59 | 1579.66 | 2106.22 | 45×50 |

Tableau II.9 : Récapitulatif de la décente de charges.

Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

| Vérifications niveaux | Sections des Poteaux | $\min (b, h) \geq 25\text{cm}$ | $\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$ | $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ | Observation |
|--------------------------|-------------------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-------------|
| E-sol1 E-sol2 | (45×50) | $45 \geq 25$ | $45 \geq 20.4$ | $\frac{1}{4} \leq 1.111 \leq 4$ | CV |
| RDC+ET01 | (40×45) | $40 \geq 25$ | $40 \geq 15.3$ | $\frac{1}{4} \leq 1.125 \leq 4$ | CV |
| ET02 au ET04 | (35×40) | $35 \geq 25$ | $35 \geq 15.3$ | $\frac{1}{4} \leq 1.143 \leq 4$ | CV |
| ET05 au ET07 | (30×35) | $30 \geq 25$ | 15.3 | $\frac{1}{4} \leq 1.167 \leq 4$ | CV |

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux par rapport au RPA.

II.2.10. Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ses derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement des poteaux avec la formule suivante :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

Lf: Longueur de flambement $l = 0.7 L_0$. (Article B.8.3.3 BAEL91 modifié 99).

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

I: Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$.

B: Section transversale du poteau $S = b \times h$.

L_o : Hauteur libre du poteau $L_o = h$.

$$\lambda = 2.425 \frac{L}{b}$$

| Niveaux | Diamètre (cm) | Condition du BAEL91/99 | L _o (m) | Elancements λ | $\lambda = \frac{L_f}{i}$ | Observation |
|--|---------------|---------------------------------|--------------------|---------------|---------------------------|-------------|
| 5 ^{eme} au 7 ^{eme} étage | 30×35 | $\lambda = 2.425 \frac{L_o}{b}$ | 3.06 | 24.73 | ≤ 50 | CV |
| 2 ^{eme} au 4 ^{eme} étage | 35×40 | $\lambda = 2.425 \frac{L_o}{b}$ | 3.06 | 21.20 | ≤ 50 | CV |
| RDC au 1 ^{er} étage | 40×45 | $\lambda = 2.425 \frac{L_o}{b}$ | 3.06 | 18.55 | ≤ 50 | CV |
| 1 ^{er} E-SOL au E-SOL2 | 45×50 | $\lambda = 2.425 \frac{L_o}{b}$ | 4.08 | 21.98 | ≤ 50 | CV |

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux au flambement.

Remarque :

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 chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les pré-dimensionnements suivant :

| | Les dimensions | |
|------------------------|---|-------------------------|
| Plancher à corps creux | 25cm (20+5) | |
| Dalles pleines | 15 cm | |
| Voile | 25 cm | |
| Poutres principales | (25×40) cm ² | |
| Poutres secondaires | (25×40) cm ² | |
| Poutre paliers | (20×30) cm ² | |
| Poutre de chainages | (25×40) cm ² | |
| Poteaux | 1 ^{er} E-SOL au 2 ^{eme} E-SOL | (45×50) cm ² |
| | RDC au 1 ^{er} étage | (40×45) cm ² |
| | 2 ^{eme} au 4 ^{eme} étages | (35×40) cm ² |
| | 5 ^{eme} au 7 ^{eme} étages | (30×35) cm ² |

Tableau II.12 : Récapitulation des sections adoptée lors du pré-dimensionnement

Chapitre III

III. Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99), RPA et CBA.

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé entourant la terrasse d'un bâtiment. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et assure la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal P dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bonde de longueur unité (1m).

III.1.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La hauteur : $h=70\text{ cm}$
- L'épaisseur : $h_0=10\text{ cm}$
- L'enrobage : $c=c'=3\text{ cm}$
- La surface : $S=0,0785\text{ m}^2$

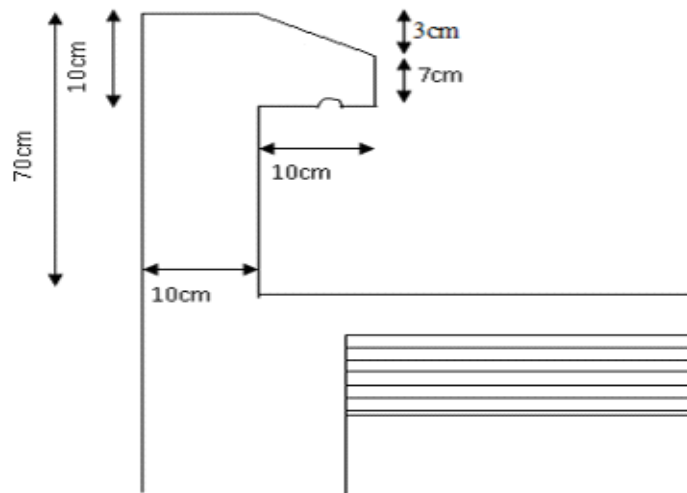


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère « G »:

$$G = \rho \times S$$

$$G = 25 \times 0.0785$$

$$G = 1.9625 \text{ kN/ml}$$

Avec :

ρ : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation « Q » :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

- Les efforts internes :

Efforts normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,9625 \text{ kN}$

$$N = 1,9625 \text{ kN}$$

Efforts tranchants : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

$$T = 1 \text{ kN}$$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times h \times 1 = 0,70 \text{ kN.m}$

$$M = 0,70 \text{ kN.m}$$

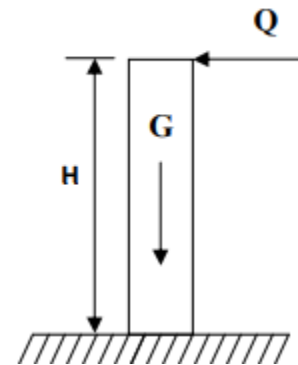


Figure III.2 : Schéma statique

de la section de l'acrotère



Diagramme du moment

Renversement



Diagramme de l'effort

Tranchant



Diagramme de l'effort

Normal

Figure III.3 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III.1.3. Combinaisons de charges :**❖ À PELU :**

La combinaison de charge : $qu = 1.35G + 1.5Q$

• Effort normal de compression:

$$Nu = 1.35G$$

$$= 1.35 \times 1.9625$$

$$\mathbf{Nu = 2.6493KN.}$$

• Effort tranchant:

$$Tu = 1.5 \times T$$

$$\mathbf{Tu = 1.5 KN.}$$

• Moment de renversement:

$$Mu = 1.5 \times M$$

$$= 1.5 \times 0.7$$

$$\mathbf{Mu = 1.05 KN.m.}$$

❖ À PELS :

La combinaison de charge : $qs = G + Q$

• Effort normal de compression:

$$Ns = G$$

$$\mathbf{Ns = 1.9625 KN}$$

• Effort tranchant:

$$Ts = T$$

$$\mathbf{Ts = 1 KN}$$

• Moment de renversement:

$$Ms = M$$

$$\mathbf{Ms = 0.7 KN.m}$$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:

Le travail consiste l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à ELS.

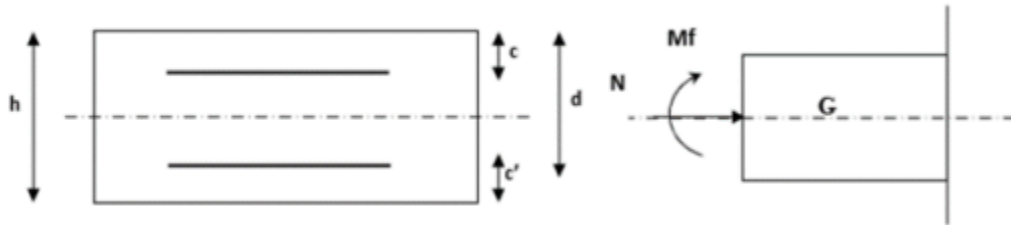


Figure. III.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

$h=10$ cm, $b= 100$ cm, $d= 7$ cm, $c=3$ cm

Avec :

h : Epaisseur de la section

b : Largeur de la section

c = c' : Enrobage

d = h - c :(Hauteur utile)

Mf : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.5. Calcul à l'ELU :

1. Calcul de l'excentricité :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.6493} = 39,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Donc :

$$\rightarrow eu > \frac{h}{2} - c$$

Avec:

M_u : Moment du à la compression.

N_u : Effort de compression.

e_u : Excentricité.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC). Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis calculé à la flexion composée.

2. Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

- **Moment fictif M_f :**

$$M_f = Nu \times g$$

$$M_f = Nu [eu + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2,649 [0,396 + (\frac{0,1}{2} - 0,03)]$$

$$M_f = 1,102 \text{ kN.m}$$

Avec :

g: distance entre © et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

- **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

On a $M_f = 1.102 \text{ kN.m}$

Avec:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14,2 \text{ MPa}$$

0.85: condition du travail

fc28: résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 (t > 24h).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$\mu = \frac{1,102 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,20}$$

$$\mu = 0,016$$

$\mu < \mu_l = 0,392$ donc : La section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le tableau : $\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$

- **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{1,102 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348}$$

$$A_{stf} = 0,456 \text{ cm}^2$$

3. Calcul de la section d'armatures en flexion composée :

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,456 - \frac{2,649}{34,8}$$

$$A_{st} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

III.1.6. Vérifications à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2, 1).

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

• **Armatures principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.445.d}{e - 0.185.d}$$

Avec :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.9625} = 35,7 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35,7 - 0,445 \times 7}{35,7 - 0,185 \times 7} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$

$A_{min} > A_{st}$ La condition n'est pas vérifiée.

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieurs aux armatures calculé à l'ELU ($A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.38 \text{ cm}^2$). Donc on adoptera :

Du tableau des sections des barres qui nous donne :

$A_{st} = 0.38 \text{ cm}^2$

Soit **$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2$ 4HA8**

Avec un espacement **$St = 25 \text{ cm}$.**

• **Armatures de répartition : (BAEL9 1 modifié 99/Art A.8.2.41)**

Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{4 A_{adoptée}} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **$St = 20 \text{ cm}$.**

2. Vérification aux cisaillements (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 1) :

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

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

D'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15}{1,5} \times 25 ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}. \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Il n'y a pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre cette effort, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL 91 modifié 99/Art. A.6.1.3)

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 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1,5 \Rightarrow$ acier haute adhérence).

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1$$

$$\overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Donc:

il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91, CBA93/ART A.6.2.1) :

Pour les aciers à haute adhérence F_eE400 et f_{c28}= 25MPa

- La longueur de scellement droit L_s est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 320 \text{ mm}$$

$$L_s = 32 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau}_s}$

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$L_s = 32 \text{ cm.}$$

- La longueur de recouvrement est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 32 =$$

$$L_c = 12,8 \text{ cm} \text{ Soit un crochet } 15 \text{ cm.}$$

5. Espacements des barres : (BAEL 91/Art. A.8.2, 42)

Nous avons une fissuration préjudiciable.

- Armatures principales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 25 \text{ cm}) \quad \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Armatures de répartition:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33 \text{ cm}) \quad \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

III.1.7. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

1. Contraintes dans les aciers : (BAEL 91/Art. A.4.5.33) :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ Pour les barres rondes lisses (RL).

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho = 0,287 \quad \beta_1 = \mathbf{0,915} \quad k_1 = \mathbf{44.17}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{700}{0,915 \times 7 \times 2,11} = 51.8 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Contraintes dans le béton :

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

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,8}{44,17} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99/Art A.6.2.3) :

D'après le RPA 99 (version 2003) les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « Q ».

On le calcule suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. ($A=0,15$ Zone IIa, groupe d'usage 2).

CP : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $CP = 0,8$.

WP : poids de l'élément secondaire (acrotère) $WP = G = 1,9625 \text{ kN/ml}$.

D'où:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ kN/m} < Q = 1 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition : 4HA8 avec un espacement de 20 cm.

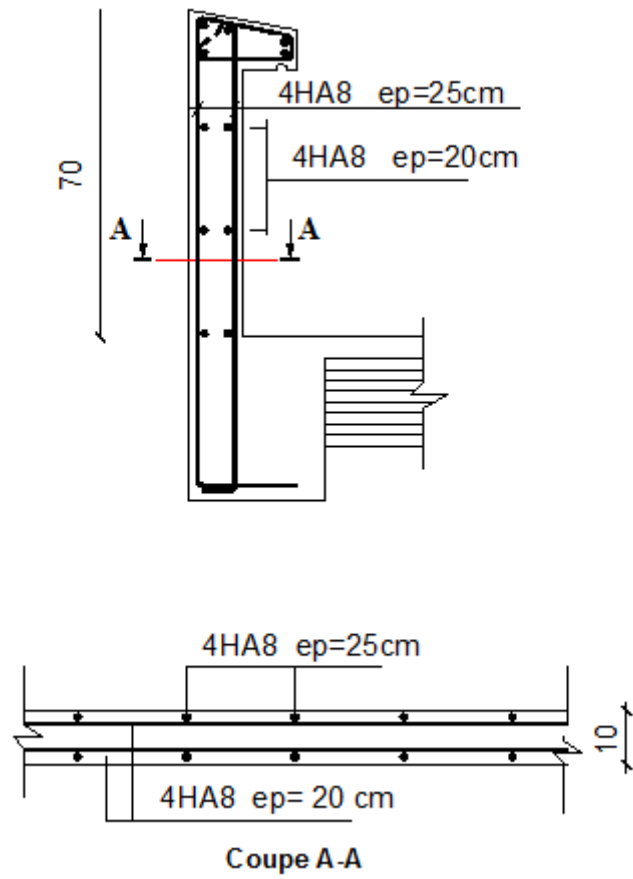


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Les plancher :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (20+5) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section T : elles assurent la fonction de portance.
- Remplissage en corps creux : utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Sa hauteur est de 20 cm.

• Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites
- ✓ Localiser notamment celles correspondantes aux cloisons

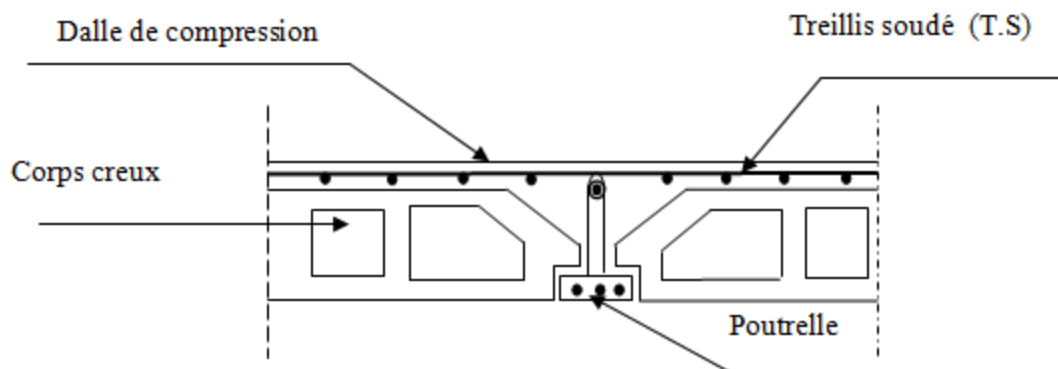


Figure III.2.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

III.2.1. Calcul de ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de type TLE520, avec une limite d'élasticité $F_e=520\text{MPa}$ afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le **B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423)** :

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

a) Calcul des armatures :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec :

A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise en MPA.

L : distance entre axes des poutrelles en cm.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520}$$

$$A_{\perp} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\perp} \text{ adopté} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{\perp} = 6\text{HA6}$** Avec un espacement : **$St=15 \text{ cm}$** .

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,70}{2} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{//} \text{ adopté} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{//} = 6\text{HA6}$** Avec un espacement : **$St=15\text{cm}$** .

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE520) de maille (150×150) mm².

A_{\perp} adopté = $1,70\text{cm}^2$ **6HA6** Avec un espacement : $S_t = 15\text{ cm}$

$A_{//}$ adopté = $1,70\text{cm}^2$ **6HA6** Avec un espacement : $S_t = 15\text{ cm}$

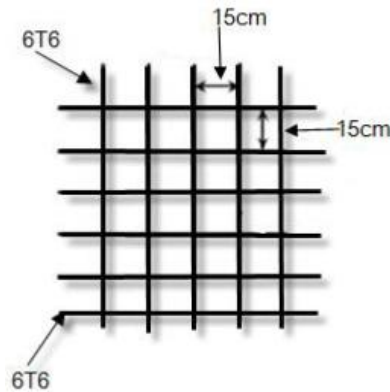


Figure III.2.2 : Treillis soudé de 15x15cm

III.2.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T, la distance entre axes est de 65 cm et le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- c) Critère de la petite portée : elles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- d) Critère de la continuité : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

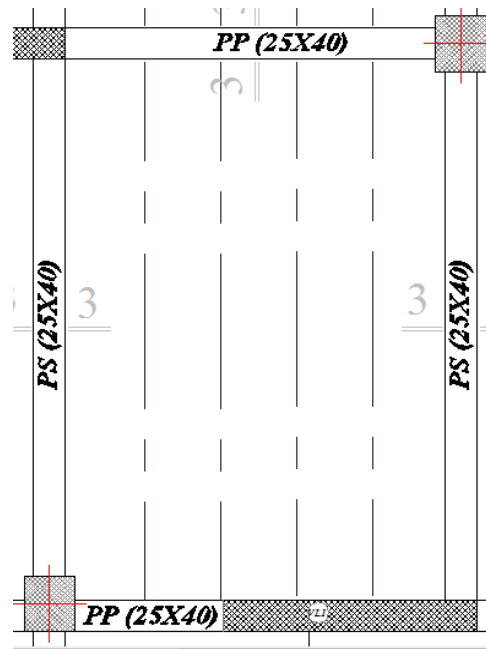


Figure III.2.3 : Disposition des poutrelles.

❖ Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

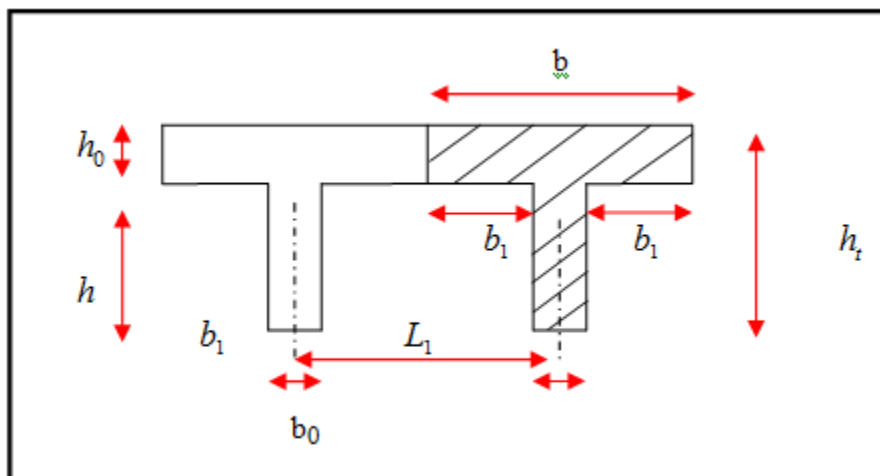


Figure. III.2.4 : Section de la poutrelle

La poutrelle est considérée comme une section en T.

Nous avons :

La hauteur du plancher : $h_t = 25\text{cm}$.

L'épaisseur de la dalle de compression : 5cm

La hauteur de l'âme : $h = 20\text{cm}$.

Avec :

L_1 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles : $(65 - 12) = 53\text{cm}$

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 500\text{cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12\text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h = 5\text{cm}$).

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 = (b - b_0)/2 = (65 - 12)/2 = 26.5\text{ cm}.$$

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65\text{ cm}.$$

b) Charges et surcharges :

| Plancher | G (KN/ml) | Q (KN/ml) |
|--------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | $6.27 \times 0,65 = 4.075$ | $1 \times 0,65 = 0,650$ |
| Plancher étage courant | $5.90 \times 0,65 = 3.835$ | $1.5 \times 0,65 = 0.975$ |
| Plancher étage RDC | $5.90 \times 0,65 = 3.835$ | $2.5 \times 0,65 = 1.625$ |

Tableau III.2.1: Les charges revenant au plancher

c) Combinaison de charges :

| | ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml) | ELS (G+Q) (KN/ml) |
|--------------------------------|-----------------------------|-------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 6.476 | 4.725 |
| Plancher étage courant | 6.639 | 4.810 |
| Plancher étage RDC | 7.614 | 5.450 |

Tableau III.2.2 : Les combinaisons de charge

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable, et vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

d) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher et à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
 - Méthode des 03 moments.
 - Méthode Caquot.
-
- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 91/modifié 99/Art B.6.2, 201)**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes.

- **Hypothèse :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

- **Vérification :**

On a :

$$G = 3.835 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 1.625 \text{ kN/m}^2$$

$-Q = 1.625 \text{ KN/ml.} \leq (7.67 ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow$ **Condition vérifiée**

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

-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. → **Condition vérifiée.**

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{450}{500} = 0.9 \quad 0.8 \leq 0.9 \leq 1.25 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{500}{450} = 1.11 \quad 0.8 \leq 1.11 \leq 1.25 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est donc applicable dans les deux cas de disposition des poutrelles.

❖ Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

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

$M_0 = \frac{Q \cdot l^2}{8}$ et dont « l » longueur entre nus d'appuis.

Avec :

M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

M_w, M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

$$\bullet \quad M_t \geq \max \{ 1,05M ; (1+0,3\alpha) M \} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow$ Travée intermédiaire
- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow$ Travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- 0,6M₀ Pour une poutre à deux travées.
- 0,5M₀ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4M₀ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastrés.

Pour le calcul des efforts tranchant on utilisant les relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \cdot l}{2}$$

❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

Les charges utilisées lors de l'étude des poutrelles

-À ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.614 \text{ KN/ml}$

-À ELS : $q_s = G + Q = 5.45 \text{ KN/ml}$

$q_u = 7.614 \text{ KN/ml}$

$q_s = 5.45 \text{ KN/ml}$

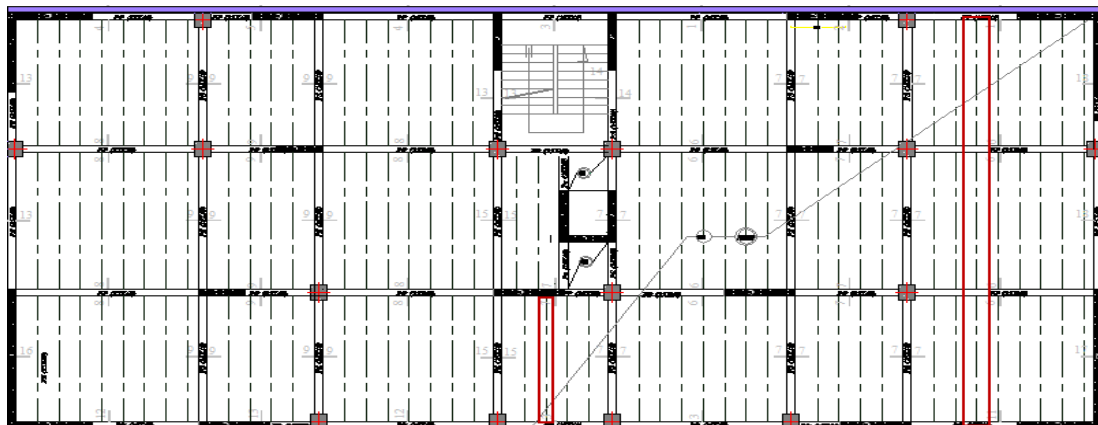
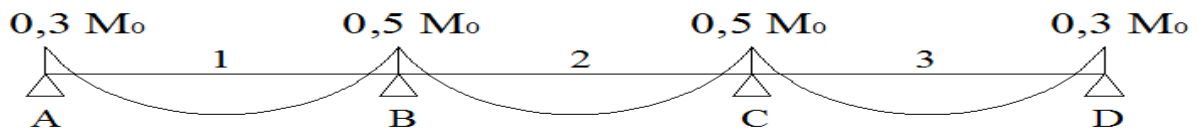


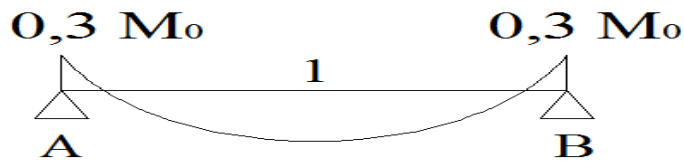
Figure. III.2.5: type de poutrelle à étudier

❖ Les différents types de poutrelles :

- 1er cas : Poutrelles à 3 travées à 4 appuis.



- 2ème cas : Poutrelles à une travée à 2 appuis.



1) Nous exposons le calcul détaillé du premier cas Poutrelles à 3 travées à 4 appuis :

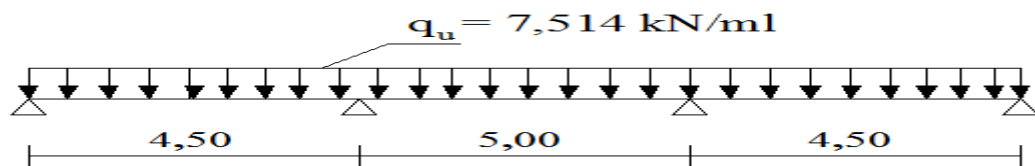


Figure. III.2.6 : Diagramme des charges sur les poutrelles.

-Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} \quad \text{Avec: } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{2.5+5.9}$$

$$\alpha = 0.29 \quad \text{Avec: } 0 \leq 0.29 \leq \frac{2}{3} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ La valeur des coefficients relatifs aux moments en travée :

$$1 + 0.3\alpha = 1.08$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.54 \quad \text{Travée intermédiaire}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.64 \quad \text{Travée de rive.}$$

II.2.2.1 Calcul des moments isostatique à l'ELU :

$$M_{o1} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{7.614 \times 4.5^2}{8} = 19.272 \text{KN m.}$$

$$M_{o2} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{7.614 \times 5^2}{8} = 23.79 \text{KN m.}$$

$$M_{o3} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{7.614 \times 4.5^2}{8} = 19.272 \text{KN m.}$$

• **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{o1} = 0.3 \times 19.272 = -5.781 \text{KNm.}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{o1}, M_{o2}) = 0.5 \times 23.79 = -11.895 \text{KNm.}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_{o2}, M_{o3}) = 0.5 \times 23.79 = -11.895 \text{KNm.}$$

$$M_4 = 0.3 M_{o3} = 0.3 \times 19.272 = -5.781 \text{KNm.}$$

• **Calcul des moments sur travée :**

Travée 1 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{o1} ; (1+0,3\alpha) M_{o1} \} - \frac{M_0+M_1}{2} ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{o1} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{o1} ; 1,08M_{o1} \} - \frac{5,781+11,895}{2} ; 0,64M_{o1} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 20,235 ; 20,813 \} - 8,838 ; 12,334 \}$$

D'où :

$$M_{t1} = 12.334 \text{ kN.m}$$

Travée 2 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{o2} ; (1+0,3\alpha) M_{o2} \} - \frac{M_1+M_2}{2} ; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{o2} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{o2} ; 1,08M_{o2} \} - \frac{11,895+11,895}{2} ; 0,54M_{o2} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 24,979 ; 25,693 \} - 11,895 ; 12,846 \}$$

D'où : $M_{t2} = 13.798 \text{ kN.m}$

Travée 3 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{o3} ; (1+0,3\alpha) M_{o3} \} - \frac{M_2+M_3}{2} ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{o3} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{03} ; 1,08M_{03} \} - \frac{11,895+5,781}{2} ; 0,64M_{03} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 20,235 ; 20,813 \} - 8,838 ; 12,334 \}$$

D'où : $M_{t3}=12,334 \text{ kN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée 0-1 :

$$T_0 = \frac{quL_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_0 = \frac{7,614 \times 4,50}{2} + \frac{11,895 - 5,781}{4,5}$$

$T_0 = 18,489 \text{ KN.}$

$$T_1 = - \frac{quL_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_1 = - \frac{7,614 \times 4,50}{2} + \frac{11,895 - 5,781}{4,5}$$

$T_1 = -15,772 \text{ KN.}$

Travée 1-2 :

$$T_1 = \frac{quL_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_1 = \frac{7,614 \times 5}{2} + \frac{11,895 - 11,895}{5}$$

$T_1 = 19,035 \text{ KN.}$

$$T_2 = - \frac{quL_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_2 = - \frac{7,614 \times 5}{2} + \frac{11,895 - 11,895}{5}$$

$T_2 = -19,035 \text{ KN.}$

Travée 2-3 :

$$T_2 = \frac{quL_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_2 = \frac{7.614 \times 4.5}{2} + \frac{5.781 - 11.895}{4.5}$$

$$T_2 = 15.772 \text{ KN.}$$

$$T_3 = -\frac{quL_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_3 = -\frac{7.614 \times 4.5}{2} + \frac{5.781 - 11.895}{4.5}$$

$$T_3 = -18.489 \text{ KN.}$$

Diagrammes des efforts :

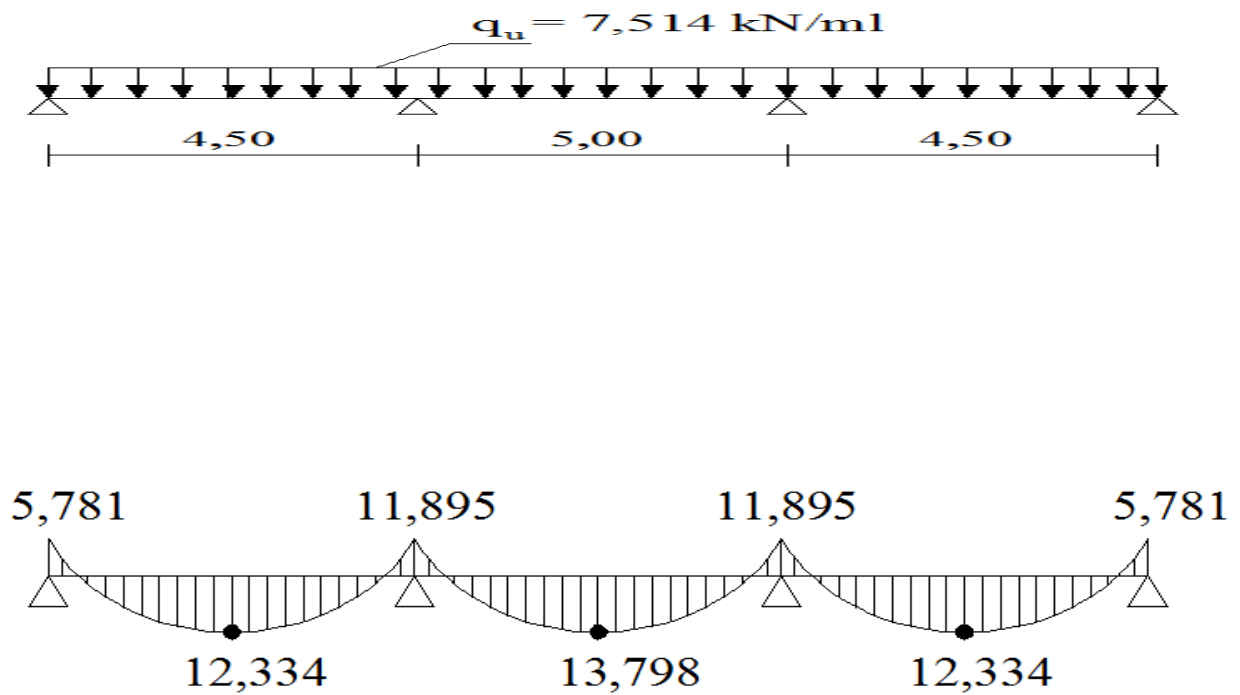


Figure. III.2.7 : Diagramme des moments à l'ELU

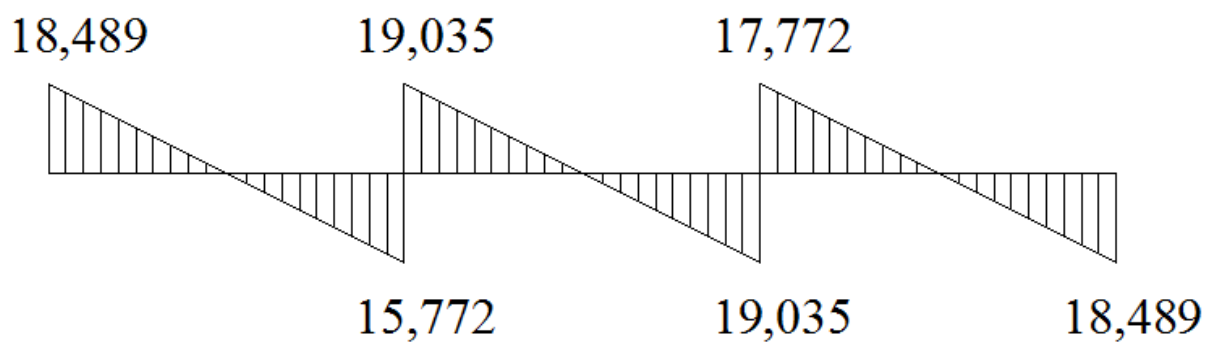


Figure. III.2.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2) Poutrelles à une travée à 2 appuis :

Diagrammes des efforts :

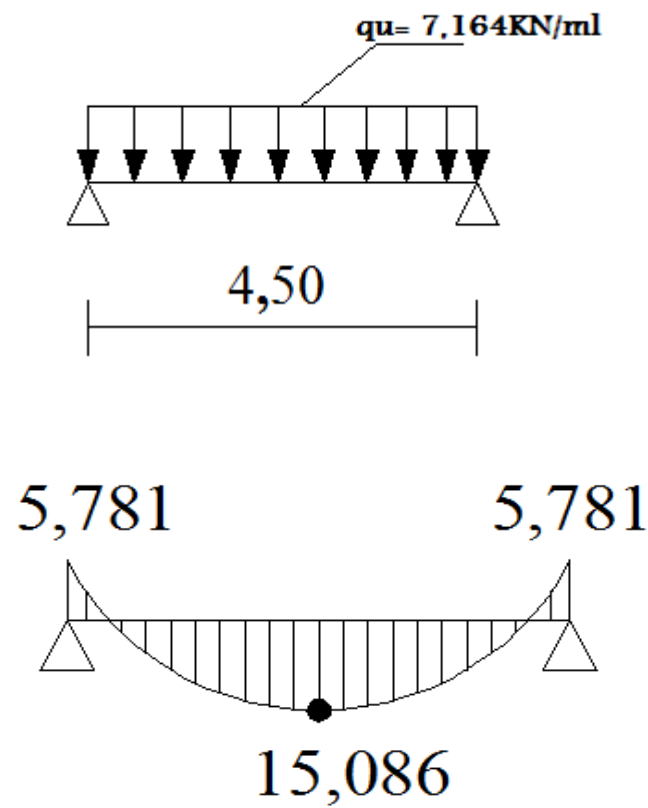


Figure. III.2.9 : Diagramme des moments à l'ELU

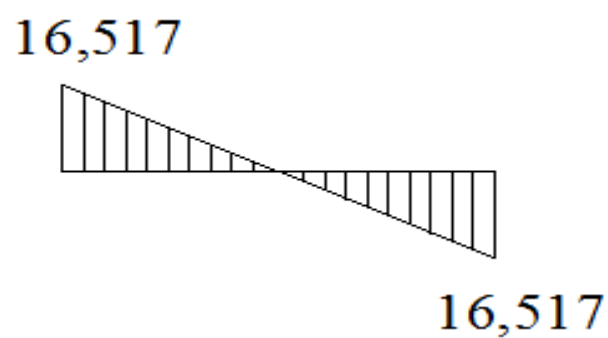


Figure. III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 23\text{cm}$

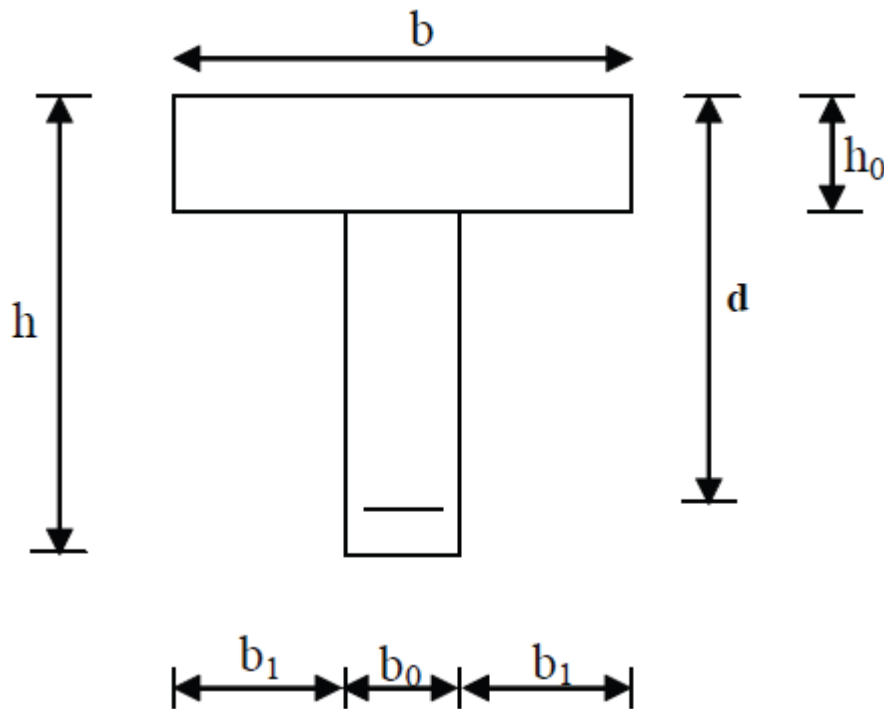


Figure III-2.11 : Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.

$$M_{\text{max}} = 15.086\text{KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 11.895\text{KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 19.035 \text{ KN}$$

❖ **Armatures longitudinales**

- **En travées :**

Position de l'axe neutre (A.N) :

-Si : $M_{\text{max}} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_{\text{max}} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

Avec :

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times \left(0,23 - \frac{0,05}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$\mathbf{M_0 = 94.607KN.m}$$

$$M_{tmax} = 15.086KN.m < M_0 = 94.607KN.m$$

Donc :

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.086 \times 10^3}{65 \times (23)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_1 = 0.392$$

Donc:

→ SSA ($A_{sc}=0$)

$$\mu = 0.03 \quad \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.086 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 348}$$

$$\mathbf{A_{st} = 1.91cm^2}$$

Donc :

$$\mathbf{3HA10 \text{ avec } A_{adopté} = 2.35cm^2}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{a max} = 11.895KN.m$$

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 (b x h)= (12x25).

$$\mu = \frac{M_{a max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.895 \times 10^3}{12 \times (23)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.132$$

$$\mu = 0.132 < \mu_l = 0.392$$

donc:

→ SSA

$$\mu = 0.132 \rightarrow \beta = 0.929$$

$$A_{sa} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.895 \times 10^3}{0.929 \times 23 \times 348}$$

$$A_{sa} = 1.599 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$2\text{HA}10 \text{ avec } A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

Avec :

φ_t : Diamètre des armatures transversal. φ_t

φ_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{250}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \leq \min \{ (7.14; 10 ; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 7.14 \text{ mm}$$

On opte pour 1 étrier en $\varphi 8$

Donc :

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\varphi 8$

- **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 23 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(20.7 ; 40\text{cm})$$

On prend :

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

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.33\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$ → **Condition vérifiée.**

- **En travée :** $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$ → **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa}\right\}$$

avec: $T_{max} = 19.035 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{19.035 \times 10^3}{120 \times 230}$$

$$\tau_u = 0.68\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :**

$$\overline{\tau_{se}} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

• **En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1$$

$$\sum u_i = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.035 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2}$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres

- En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 1$$

$$\sum u_i = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.035 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 62.8}$$

$$\tau_{se} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$$

→ Condition vérifiée

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

- ❖ **Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit :

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

Les règles du (BAEL 91/art. A.6.1 ,253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à : 0.4ls pour une barre HA de classe feE400.

$$\text{D'où : } L_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Soit un croché de **16cm**

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec : $a = 0.9d$

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times (0.9 \times 230) \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{max} \leq 165.6 \text{ KN}$$

- **Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 / Art. 5.1, 312):**

$$T_{max} = 18.489 \text{ KN} \leq 165.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321):**

$$T_{max} = 19.035 \leq 165.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$A \geq \left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

• **Appui de rive :**

$$M_{max} = 5.781 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{max} = 18.489 \text{ KN}$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2 \geq \left(18.489 - \frac{5.781}{0.9 \times 0.23} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}}$$

$$A = -0.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$M_{max} = 11.895 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{max} = 19.035 \text{ KN}$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2 \geq \left(19.035 - \frac{1.895}{0.9 \times 0.23} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}}$$

$$A = -1.10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

II.2.2.2. Calcul à l'ELS :

$$q_s = G+Q = 5.45 \text{ kN/m}$$

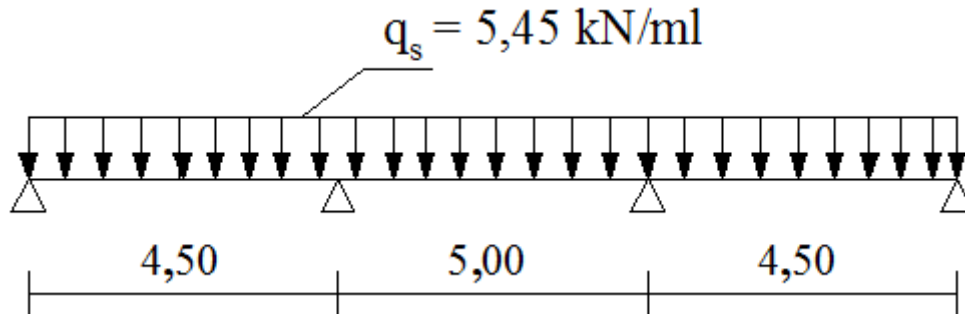


Figure. III.2.12: Diagramme des charges sur les poutrelles à l'ELS.

❖ Calcul des moments fléchissant :

- Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{5.45 \times 4.5^2}{8} = 13.795 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{5.45 \times 5^2}{8} = 17.031 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{5.45 \times 4.5^2}{8} = 13.795 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_0 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.795 = - 4.138 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 17.031 = - 8.515 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 17.031 = - 8.515 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 13.795 = - 4.138 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur travée :

Travée 1 :

$$M_t \geq \left\{ \max \left\{ 1,05 M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01} \right\} - \frac{M_0 + M_1}{2} ; \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \right\}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{01} ; 1,08M_{01} \} - \frac{4,138+8,515}{2} ; 0,64M_{01} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 14,484 ; 14,898 \} - 6,326 ; 8,828 \}$$

D'où : $M_{t1}=8.828 \text{ kN.m}$

Travée 2 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02} \} - \frac{M_1+M_2}{2} ; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{02} ; 1,08M_{02} \} - \frac{8,515+8,515}{2} ; 0,54M_{02} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 17,882 ; 18,393 \} - 8,515 ; 9,196 \}$$

D'où : $M_{t2}=9.878 \text{ kN.m}$

Travée 3 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03} \} - \frac{M_2+M_3}{2} ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05M_{03} ; 1,08M_{03} \} - \frac{8,515+4,138}{2} ; 0,64M_{03} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 14,484 ; 14,898 \} - 12,653 ; 8,828 \}$$

D'où : $M_{t3}=8.828 \text{ kN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée 0-1 :

$$T_0 = \frac{quL_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_0 = \frac{5,45 \times 4,50}{2} + \frac{8,515 - 4,138}{4,5}$$

$$\mathbf{T_0 = 13.235 \text{ KN.}}$$

$$T_1 = - \frac{quL_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_1 = - \frac{5,45 \times 4,50}{2} + \frac{8,515 - 4,138}{4,5}$$

$$\mathbf{T_1 = -11.289 \text{ KN.}}$$

Travée 1-2 :

$$T_1 = \frac{quL_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{01}}$$

$$T_1 = \frac{5.45 \times 5}{2} + \frac{8.515 - 8.515}{5}$$

$$\mathbf{T_1 = 13.625 \text{ KN.}}$$

$$T_2 = -\frac{quL_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_2 = -\frac{5.45 \times 5}{2} + \frac{8.515 - 8.515}{5}$$

$$\mathbf{T_2 = -13.625 \text{ KN.}}$$

Travée 2-3 :

$$T_2 = \frac{quL_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_2 = \frac{5.45 \times 4.5}{2} + \frac{4.138 - 8.515}{4.5}$$

$$\mathbf{T_2 = 11.289 \text{ KN.}}$$

$$T_3 = -\frac{quL_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_3 = -\frac{5.45 \times 4.5}{2} + \frac{4.138 - 8.515}{4.5}$$

$$\mathbf{T_3 = -13.235 \text{ KN.}}$$

Diagrammes des efforts :

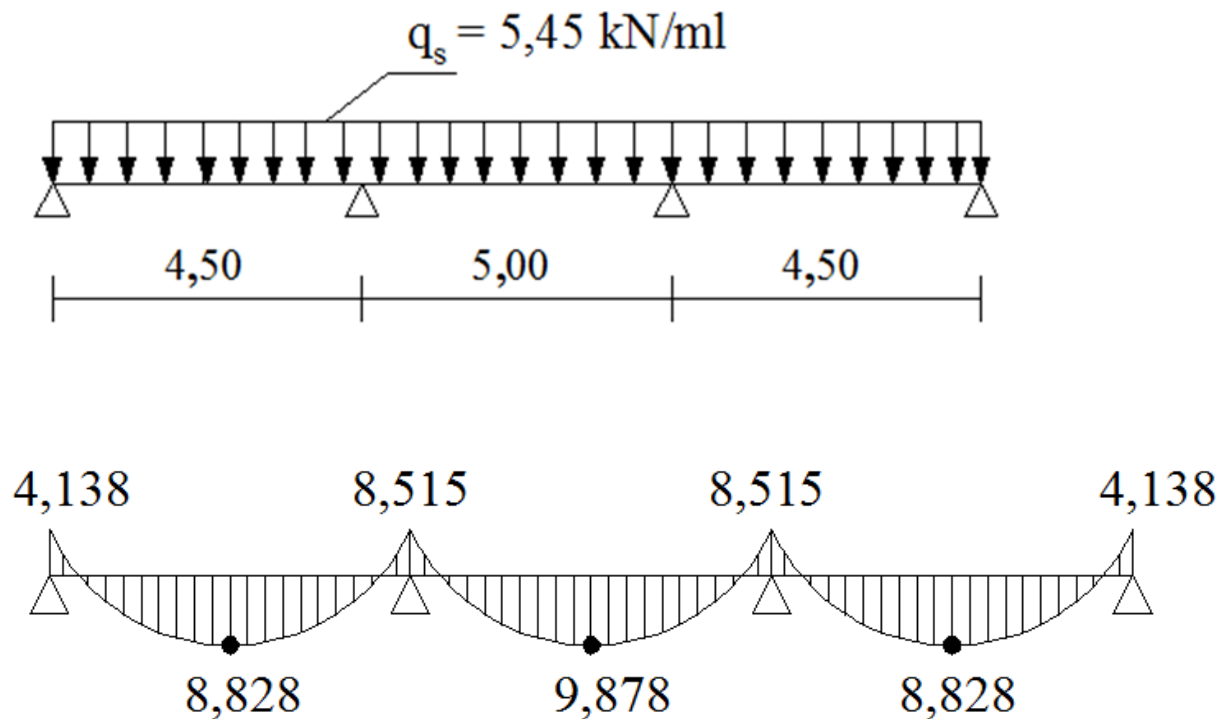


Figure. III.2.13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

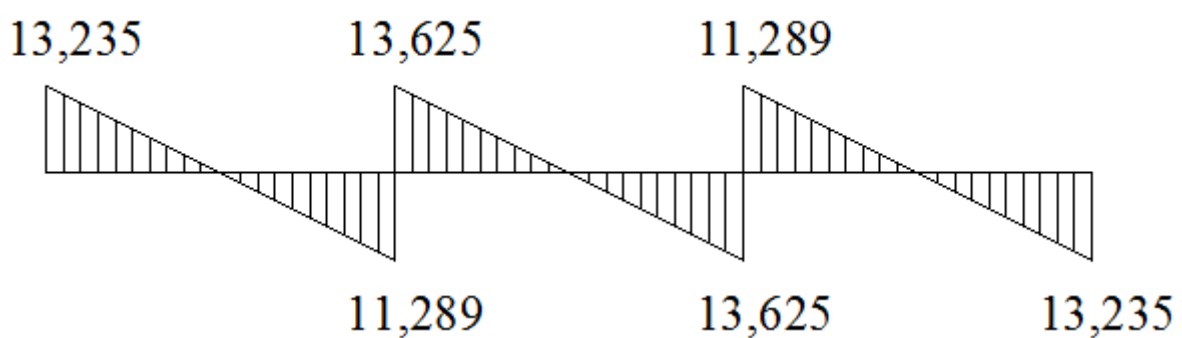


Figure. III.2.14: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

- 2^{ème} cas : Poutrelles à une travée à 2 appuis.

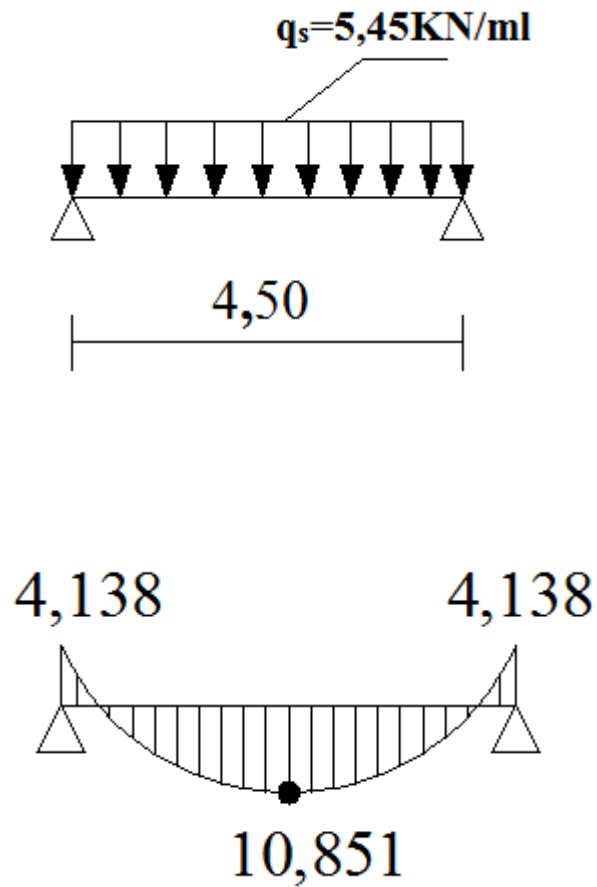


Figure. III.2.15: Diagramme des moments à l'ELS

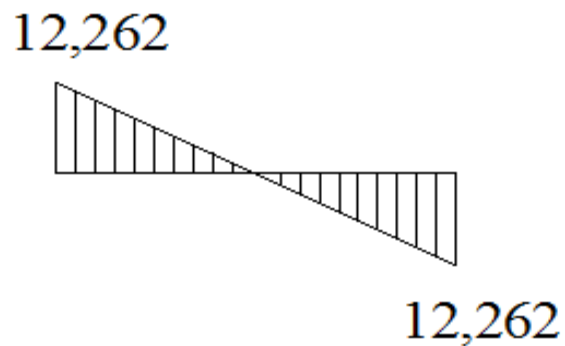


Figure. III.2.16: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

❖ Vérifications à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton :

En travée :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 23}$$

$$\rho = 0.86$$

$$\rho = 0.86 \rightarrow \beta_1 = 0.868 \rightarrow K_1 = 22.88$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.043$$

$$\sigma_{st} = \frac{(10.851) \times 10^3}{0.868 \times 23 \times 2.35}$$

$$\sigma_{st} = 231.288 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.043 \times 231.288$$

$$\sigma_{bc} = 9.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 23}$$

$$\rho = 0.56$$

$$\rho = 0.56 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{(8.515) \times 10^3}{0.888 \times 23 \times 1.57}$$

$$\sigma_{st} = 265.54 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.033 \times 265.54$$

$$\sigma_{bc} = 8.762 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

❖ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.8, 424) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ 2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h: Hauteur total du plancher (25 cm)

L: portée entre nus d'appuis (5 m)

M_t: Moment max a l'ELS (10.851kN.m)

M₀: Moment max de la travée isostatique (17.031kN.m)

A_{st}: Section des armatures (2,35 cm²)

b: largeur de la section (12cm)

d: hauteur utile de la section droite (23 cm)

$$1. \frac{h}{L} = \frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = \frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{10.851}{15 \times 17.031} = 0.0042 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 23} = 0.008 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

❖ Armature longitudinale :

Armatures en travée : $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{cm}^2$

Armatures en appuis : $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{cm}^2$

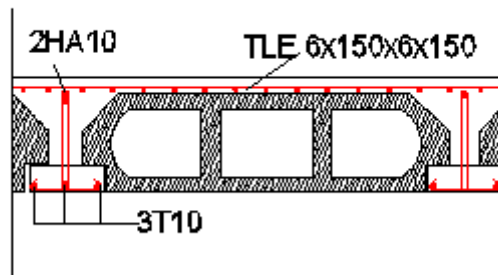
❖ Armatures transversales :

$$2HA8 = 1 \text{cm}^2$$

Ferraillage du plancher :

Aux appuis :

Coupe 1-1



En travée :

Coupe 2-2

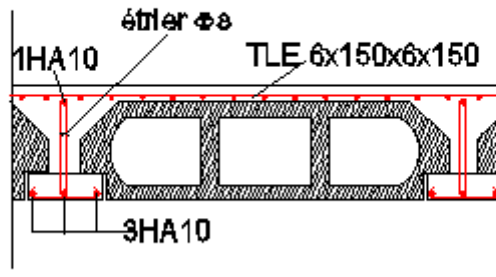


Figure III.2.17 : Schéma de ferraillage du plancher en corps creux.

III.3. Les consoles :

Les consoles sont des éléments horizontaux porteurs encastrés au niveau de la poutre de rive soumises à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Les consoles sont réalisées en dalle pleine coulée sur place.

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles :

- Console en corps creux (20+5) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.
- Console en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

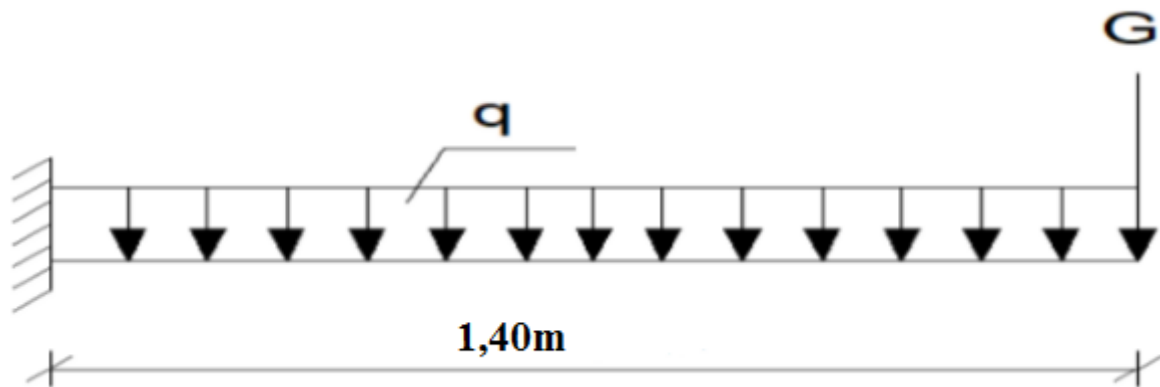


Figure III.3.1 : Schéma Statique du balcon.

Q : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde-corps.

III.3.1. Dimensionnement de la console :

L'épaisseur de la dalle de la console est déterminée comme suit :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : largeur du balcon.

$$ep \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur : $ep = 15 \text{ cm}$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges:

- **Charges permanentes :**

Poids propre revenant à la dalle pleine : $G1 = 5,35 \times l$

$$G1 = 5,35 \text{ KN/ml. (Chap II).}$$

- **Charges concentrée :** due au poids de garde-corps

$$G2 = (18 \times 0,04) + (9 \times 0,1)$$

$$G2 = 1,62 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharge d'exploitation :** (Uniformément répartie)

$$Q1 = 3,5 \times l$$

$$Q1 = 3,5 \text{ KN/ml. (DTR B.C.2.2)}$$

- **Combinaisons de charges :**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge uniforme: } qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) \\ \quad \quad \quad qu = 12.472 \text{ KN/ml.} \\ \text{Charge concentré du garde - corps : } gu = 1.35G_{gc} = 1.35 \times (1.62) \\ \quad \quad \quad gu = 2.2 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

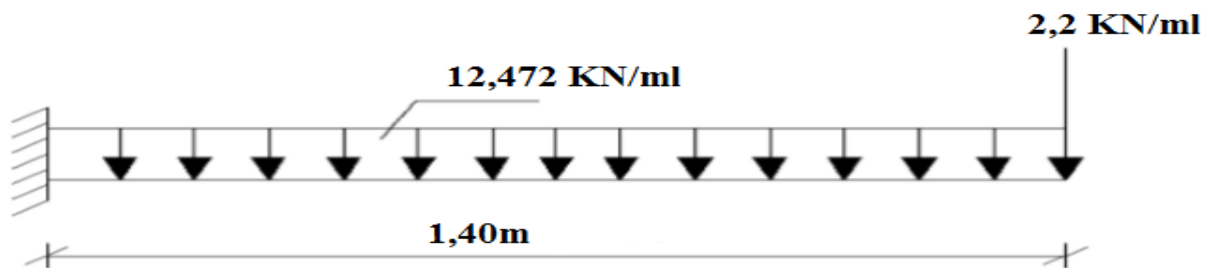


Figure III.3.2: Schéma statique de calcul à l'ELU

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge uniforme : } qs = G + Q = 5.35 + 3.5 \\ \quad \quad \quad qs = 8.85 \text{ KN/ml} \\ \text{Charge concentré : } gs = G2 = (1.62) \\ \quad \quad \quad gs = 1.62 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

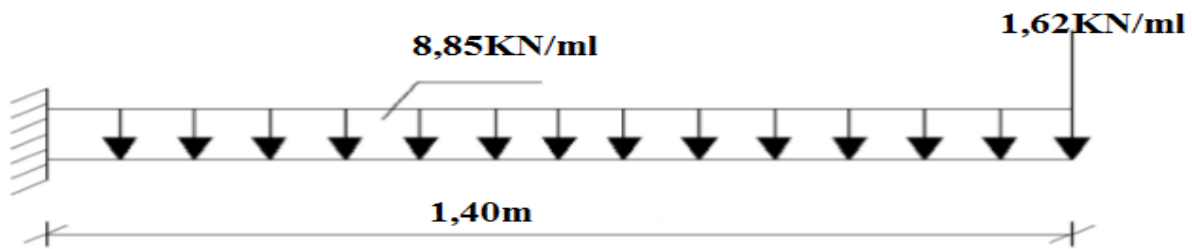


Figure III.3.3: Schéma statique de calcul à l'ELS

III.3.3. Calcul à l'ELU :

- Le moment fléchissant :

-Le moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = q_u \times \frac{L^2}{2} = 12,47 \times \frac{1,4^2}{2}$$

$$M_{qu} = 12,22 \text{ kN.m}$$

-Le moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 2,2 \times 1,4$$

$$M_{gu} = 3,08 \text{ kN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 12,22 + 3,08$$

$$M_u = 15,3 \text{ kN.m}$$

- L'effort tranchant :

-L'effort tranchant provoqué par la charge q_u :

$$T_{qu} = q_u \times L = 12,47 \times 1,4$$

$$T_{qu} = 17,45 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge g_u :

$$T_{gu} = g_u$$

$$T_{gu} = 2,2 \text{ KN}$$

-L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{qu} + T_{gu} = 17.45 + 2.2$$

$$T_u = 19.65 \text{ kN.}$$

III.3.4. Ferrailage à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

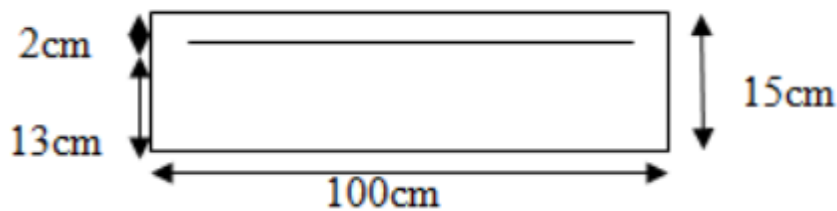


Figure III.3.4: Schéma statique de calcul de la console

- **Armatures principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.3 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_u = 0.064 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{15.3 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.967}$$

$$A_{st} = 3.497 \text{ cm}^2$$

Du tableau des armatures on prend : **5HA12 avec $A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4}$$

$$A_r = 1.412 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$5HA8 \quad A_r \text{ adopté} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm}$$

III.3.5. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non-fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91/révisée 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91/revisé99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15fc28}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{19.65 \times 10^3}{1000 \times 130}$$

$$\tau_u = 0.15\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'adhérence dans les barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma u}$$

Avec :

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma \mu_i = n. \pi. \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2$$

$$\Sigma \mu_i = 18.84 \text{ cm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{19.65 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4}$$

$$\tau_{se} = 0.891 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot ft28.$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Barres de haute adhérence).}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.891 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de l'écartement des barres :(A.8.2, 42BAEL 91 /révisée99) :**

-Armatures principales : $St = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. \rightarrow **Condition vérifiée.**

-Armatures secondaires : $St = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. \rightarrow **Condition vérifiée.**

- **Longueur de scellement droit :(Art A6.1 ,221BAEL 91/révisé99) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$, la longueur de scellement droit l_s est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2$$

$$L_s = 48 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{cm}$$

On opte pour : $L_s = 45 \text{ cm}$

Remarque :

L_s Dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45$$

$$L_c = 18 \text{ cm}$$

III.3.6. Calcul à l'ELS :

- Le moment fléchissant :

- Le moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{q_s} = q_s \times \frac{L^2}{2} = 8,85 \times \frac{1,4^2}{2}$$

$$M_{q_s} = 8,673 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge g_s :

$$M_{g_s} = q_{s1} \times L = 1,62 \times 1,4$$

$$M_{g_s} = 2,268 \text{ kN.m}$$

- Le moment total :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 8,673 + 2,268$$

$$M_s = 10,94 \text{ kN.m}$$

- L'effort tranchant :

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_s :

$$T_{q_s} = q_s \times L = 8,85 \times 1,4$$

$$T_{q_s} = 12,39 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge g_s :

$$T_{g_s} = g_s$$

$$T_{g_s} = 1,62 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :

$$T_s = T_{q_s} + T_{g_s} = 12,39 + 1,62$$

$$T_s = 14,01 \text{ kN.}$$

III.3.7. Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures: (BAEL 91 modifiée 99 /Art. A.4.5.32).**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

- $\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).
- $\eta = 1$ Pour les barres rondes lisses (RL).

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,43$$

$$\rho = 0,43 \quad \beta_1 = 0,899 \quad k_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.94 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565}$$

$$\sigma_{st} = 165.67 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton: (BAEL 91 modifiée 99/Art.A.4.5.2) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} = \frac{1}{34.50} \times 165.67 = 4.089 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifier 99 /Art B.6.5.1)**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.107 \geq 0.0625 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.107 \geq \frac{10.94}{10 \times 10.94} = 0.1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion :

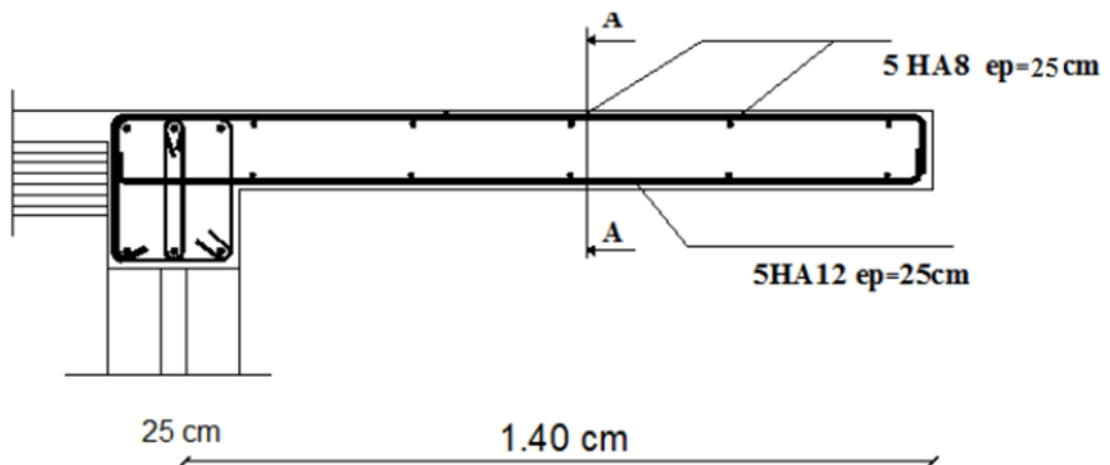
- **Armatures principales :**

$$A = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml St} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml St} = 25 \text{ cm}$$

Ferraillage de la console :



Coupe A-A

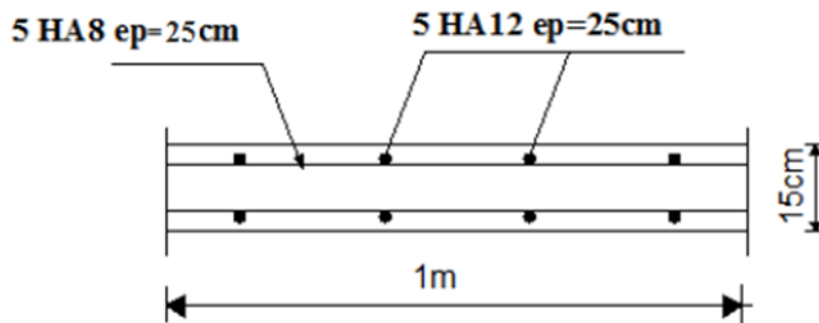


Figure III-3-5 : Ferraillage de la console

III.4. 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 comme montré dans le schéma ci-dessous.

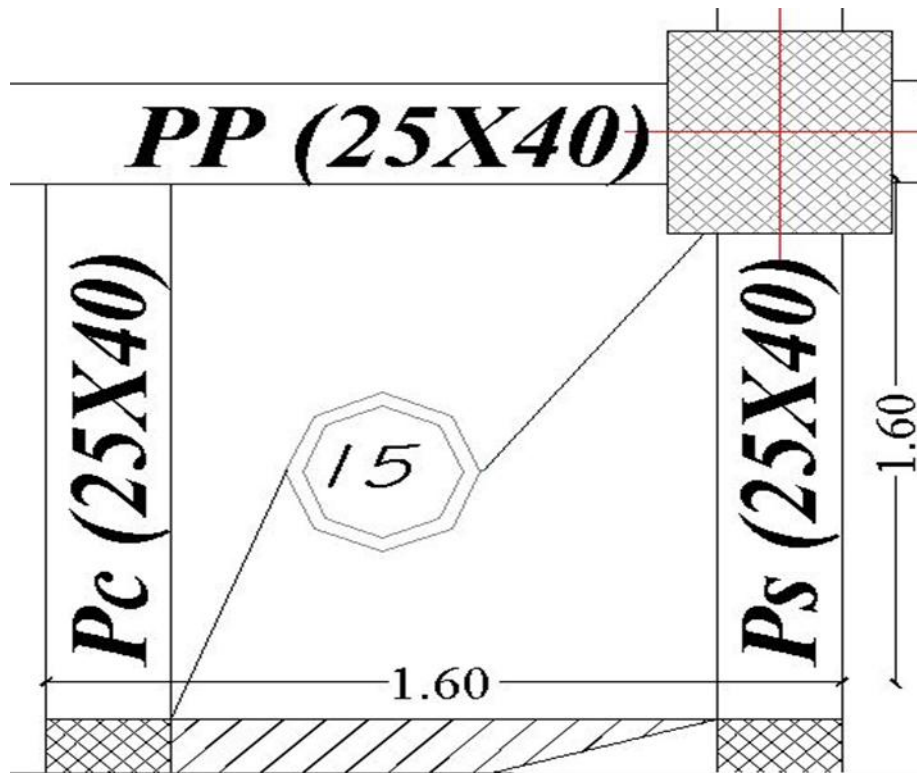


Figure III.4.1 : Représentation de la dalle pleine

III.4.1. Caractéristiques des dalles pleines:

- **La surface de la dalle :**

$$S = 1.60 \times 1.60$$

$$S = 2.325 \text{ m}^2.$$

- **Épaisseur de la dalle :**

Selon le RPA99/2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 13 cm.

On opte pour une épaisseur :

$$h_t = 15\text{cm} \text{ (chapitre II)}$$

- Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec:

$$l_x < l_y$$

$$\rho = \frac{1.60}{1.60} = 1$$

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

- Surcharge d'exploitation :

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

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

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

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

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

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

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

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

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1.0000$$

$$M_x = 0.0368 \times 9.47 \times (1.6)^2$$

$$M_x = 0.892 \text{KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 0.892$$

$$M_y = 0.892 \text{KN.m}$$

III.4.2.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 :**

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 0.892 = -0.267 \text{KNm.}$$

$$M_x^a = -0.267 \text{KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.267 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

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

$$\mu_a = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.267 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_x^a = 0.059 \text{ cm}^2$$

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

- **Aux travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.892 = 0.758 \text{KNm}$$

$$M_x^t = 0.758 \text{KNm.}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.758 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_t = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.758 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348}$$

$$A_x^t = \mathbf{0.16 \text{ cm}^2}$$

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

❖ Sens y-y:

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 0.892 = -0.267 \text{KNm}$$

$$M_y^a = \mathbf{-0.267 \text{KNm}}$$

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.267 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.001$$

$$\mu_a = \mathbf{0.001} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.001 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.267 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_y^a = \mathbf{0.059 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement : **St = 20cm.**

- **Aux travées :**

$$M_y^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.892 = 0.75 \text{KNm}$$

$$M_y^t = \mathbf{0.75 \text{KNm.}}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_t = \mathbf{0.02} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.02 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.75 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348}$$

$$A_y^t = 0.16 \text{ cm}^2$$

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

III.4.3. Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

• **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min}: Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W₀: Taux d'acier minimal = 0.0008 pour F_e E400.

W_x: Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$Ax_{\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$Ax_{\min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 1] 100 \times 15$$

$$Ax_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x \min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

- **Sens x-x :**

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2, 2 / BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$b = 1 \text{ m}; d = 0.9; h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

- **Au milieu de L_y :**

$$T_u^1 = \frac{P}{(2L_x + L_y)}$$

Avec :

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 9.47 \times 1.6 \times 1.6$$

$$\mathbf{P = 24.243 \text{ KN}}$$

$$T_u^1 = \frac{24.243}{2 \times 1.6 + 1.6}$$

$$\mathbf{T_u^1 = 5.05 \text{ KN.}}$$

- **Au milieu de L_x :**

$$T_u^2 = \frac{P}{(3Ly)}$$

$$T_u^2 = \frac{24.243}{3 \times 1.6}$$

$$T_u^2 = \mathbf{5.05 \text{ KN.}}$$

Donc :

$$T_u = \max (T_u^1 , T_u^2) \qquad T_u = \mathbf{5.05 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5.05 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.037 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5}$$

$$\overline{\tau}_u = \mathbf{1.167 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.037 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \qquad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \Psi_s = 1.5 \text{ pour les H. A} \\ \Psi_s = 1 \text{ pour les R. L} \end{cases}$$

Avec:

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\sum ui$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum ui = n \pi \phi$$

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 :**

$$\sum ui = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\sum ui = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_u^2}{0.9 d \sum ui} = \frac{5.05 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.48}$$

$$\tau_{Se} = 0.41 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = 0.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

- **Sens y-y :**

$$\sum ui = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\sum ui = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_u^2}{0.9 d \sum ui} = \frac{5.05 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.48}$$

$$\tau_{Se} = 0.41 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = 0.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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.

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\overline{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi$$

Avec :

L_S : longueur de scellement droit

Pour $\phi = 0.8 \text{ cm}$ $L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$

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: $L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$.

$$L_C = 12 \text{ cm.}$$

III.4.4. 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 :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1.000$$

$$-M_x = 0.0368 \times 9.47 \times (1.6)^2$$

$$\mathbf{M_x = 0.892KNm.}$$

$$M_y = 1 \times 0.892$$

$$\mathbf{M_y = 0.892KNm.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 0.892 = -0.267\text{KNm.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 0.892$$

$$\mathbf{M_y^a = -0.267KNm}$$

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 0.267$$

$$\mathbf{M_x^t = 0.227KNm.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 0.267$$

$$\mathbf{M_y^t = 0.227KNm.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x et sens y-y :

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.267\text{KNm.} \quad A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.14$$

$$\rho_1 = \mathbf{0.147} \quad \rightarrow K=64.37 \quad \rightarrow \beta=0.937$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.267 \times 10^6}{201 \times 0.937 \times 135}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{10.50 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{10.50}{64.37} = 0.16 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.16 MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$M_s = 0.267 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.14$$

$$\rho_1 = \mathbf{0.147} \quad \rightarrow K=64.37 \quad \rightarrow \beta=0.937$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.267 \times 10^6}{201 \times 0.937 \times 135}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{10.50 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{10.50}{64.37} = 0.16 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.16 MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ état limite de déformation :

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{15}{160} = 0.09 \geq 0.0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{10M_x} \quad \rightarrow \quad \frac{15}{160} = 0.09 > \frac{0.186}{10 \times 0.732} = 0.025 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 3. \frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{201}{1000 \times 135} = 0.0014 < 0.011 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

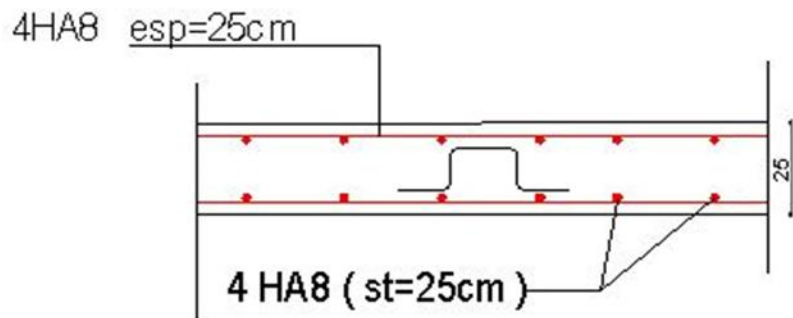
Conclusion :

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 $St= 25 \text{ cm}$

Ferraillage de la dalle pleine :

Sens X-X:



Sens Y-Y:

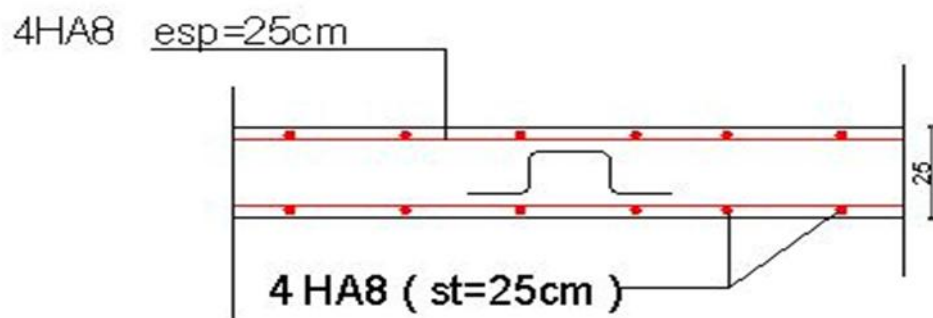


Figure III.4.2 : Ferraillage de la dalle pleine

III.5. La dalle de la salle machine :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction.

Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contre poids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.6×1.80) m² appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (0.8×0.8) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN).

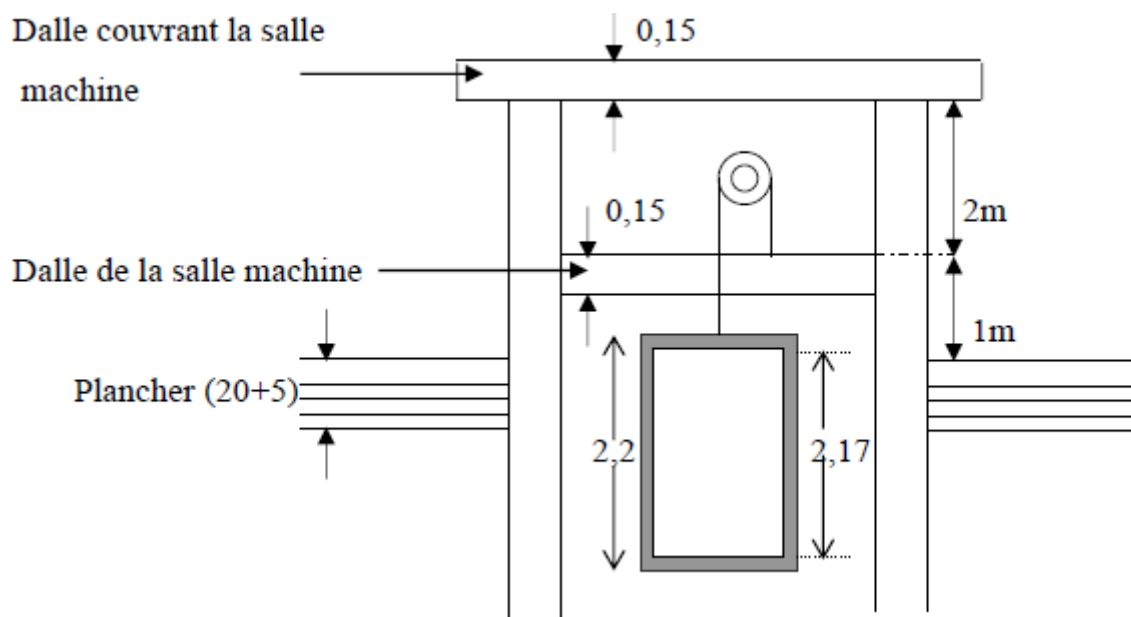


Figure.III.5.1 : cage de l'ascenseur.

III.5.1.Dimensionnement de la dalle pleine salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$l_x = 1,60m$ $l_y = 1,80m$

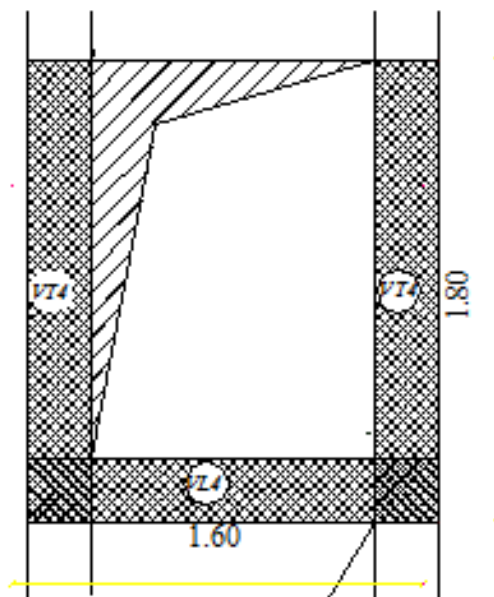


Figure.III.5.2 : schéma de la salle machine

1) Hauteur de la dalle :

$$\frac{Lx}{30} \leq h_t \leq \frac{Lx}{15} \quad \rightarrow \quad \frac{1,6}{30} \leq h_t \leq \frac{1,6}{15}$$

$$\rightarrow 5,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 10,66 \text{ cm}$$

Le **RPA99 version 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur pour le panneau qui est : **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

2) Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,6}{1,8} = 0,88$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

3) Moments dus au poids propre:

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$\rho = 0.88 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{array} \right.$$

***Poids de la dalle :**

$$G = (25 \times 0.15) = 3,75 \text{ KN/ml.}$$

***Surcharge d'exploitation :**

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 6.5625 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ux1} = 0.0478 \times 6.5625 \times (1.6)^2$$

$$M_{ux1} = 0.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.740 \times 0.80$$

$$M_{uy1} = 0.59 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$

$$\rho = 0.88 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{array} \right.$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1$$

$$q_s = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0549 \times 4.75 \times (1.6)^2$$

$$M_{sx1} = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.818 \times 0.66$$

$$M_{sy1} = 0.53 \text{ KN.m}$$

4) Moments dus à la charge localisée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = p (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p (\nu M_1 + M_2) \end{array} \right.$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \left\{ \begin{array}{ll} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{array} \right.$$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

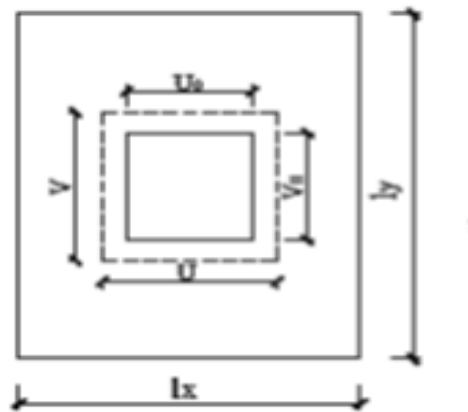


Figure III.5.3 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec:

h₀: Hauteur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$

e: Epaisseur du revêtement $e = 5 \text{ cm}$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée

$$\underline{\mathbf{A.N}}: \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 & U = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 & V = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0.6$$

ET

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1.8} = 0.5$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour : $\rho=0,8 \quad \begin{cases} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0.095$$

$$M_{ux} = 11.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0.067$$

$$M_{uy} = 8.14 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + \nu.M_2) = 90 \times (0,095 + 0,2 \times 0,067)$$

$$M_{sx2} = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s (\nu.M_1 + M_2) = 90 \times (0,095 \times 0,2 + 0,067)$$

$$M_{sy2} = 7.74 \text{ KN.m}$$

5) Superposition des moments :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.80 + 11.54$$

$$M_{ux} = 12.34 \text{ KN.}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.59 + 8.14$$

$$M_{uy} = 8.73 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.66 + 9.75$$

$$M_{sx} = 10.41 \text{KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.53 + 7.74$$

$$M_{sy} = 8.27 \text{KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments Calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis :

- ❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **En travée :** $\begin{cases} M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12.34 \\ M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.73 \end{cases}$ **$M_{xt} = 10.48 \text{KN.m}$**
 $M_{yt} = 7.42 \text{KN.m}$

- **En appuis:** $\begin{cases} M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 12.34 \\ M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8.73 \end{cases}$ **$M_{xa} = -3.70 \text{KN.m}$**
 $M_{ya} = -2.62 \text{KN.m}$

- ❖ **Etat limite de service (ELS) :**

- **En travée :** $\begin{cases} M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10.41 \\ M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.27 \end{cases}$ **$M_{xt} = 8.84 \text{KN.m}$**
 $M_{yt} = 7.02 \text{KN.m}$

- **En appuis:** $\begin{cases} M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10.41 \\ M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8.27 \end{cases}$ **$M_{xa} = -3.12 \text{KN.m}$**
 $M_{ya} = -2.48 \text{KN.m}$

III.5.2. Calcul de la section d'armature :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100 \text{ cm}$, $h_0=15 \text{ cm}$, $c=2 \text{ cm}$.

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Résumé du Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

| zone | Sens | Mu (KN.m) | μ_b | β | A (cm ²) | A adoptée | section (cm ²) | S _t (cm) |
|------------|------|--------------|---------|---------|-------------------------|-----------|-------------------------------|------------------------|
| En travée | X-X | 10.48 | 0.04 | 0.980 | 2.36 | 3.14 | 4HA10 | 25 |
| | Y-Y | 7.42 | 0.03 | 0.985 | 1.66 | 3.14 | 4HA10 | 25 |
| Aux appuis | X-X | -3.7 | 0.016 | 0.992 | 0.82 | 3.14 | 4HA10 | 25 |
| | Y-Y | -2.62 | 0.01 | 0.995 | 0.58 | 3.14 | 4HA10 | 25 |

Tableau III.5.1: ferrailage de la salle machine

III.5.3. Vérification à L'ELU :

1) Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable → L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min(30\text{cm}; 25\text{cm})$$

→ **Condition vérifiée.**

- **Direction secondaire :**

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

→ **Condition vérifiée.**

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$. → **Condition vérifiée.**

3) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)

- **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec :

$\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux Minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,88$$

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,88)}{2}$$

$$\rho = \mathbf{0,00084}$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100)$$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100)$$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

4) Poinçonnement : (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99).

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement P_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05)$$

$$\mu_c = 4,2 \text{ m}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$P_c = 472,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < P_c = 472,5 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Les armatures transversales ne sont pas requises.

5) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 / Art. A.5.2,2)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Au milieu de U :

$$T_u = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05}$$

$$T_u = 38,57 \text{ KN}$$

• Au milieu de V :

$$T_u = \frac{Pu}{2 \times (U+V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05+1,05)}$$

$$T_u = 28,93 \text{ KN}$$

Donc :

$$T_u^{\max} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130}$$

$$T_u = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_n = 1,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

III.5.4. Vérification à L 'E LS :

1) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

❖ Sens x-x :

• En travée :

$$M_s = 8.84 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13}$$

$$\rho_1 = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \rightarrow K = 48.29 \quad \rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{8.84 \times 10^6}{392 \times 0.921 \times 130}$$

$$\sigma_{st} = 188.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{188.34}{48.29}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 3.12\text{KNm}. \quad A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13}$$

$$\rho_1 = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \rightarrow K = 48.29 \quad \rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3.12 \times 10^6}{314 \times 0.921 \times 130}$$

$$\sigma_{st} = 82.98\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{82.98}{48.29}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens y-y :

• En travée :

$$M_s = 7.02\text{KN.m} \quad A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13}$$

$$\rho_1 = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \rightarrow K = 48.29 \quad \rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{7.02 \times 10^6}{314 \times 0.913 \times 130}$$

$$\sigma_{st} = 188.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{188.36}{48.29}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 2.48 \text{ KNm.} \quad A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13}$$

$$\rho_1 = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \rightarrow K = 48.29 \quad \rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2.48 \times 10^6}{314 \times 0.929 \times 130}$$

$$\sigma_{st} = 65.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{65.39}{48.29}$$

$$\sigma_{bc} = 1.35\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5, 32 du BAEL 91)

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art. B.7.5)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x t}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

M_x^t : moment en travée dans le sens x-x.

M_{sx} : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

- $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{160} = 0,093 \geq \frac{10.48}{20 \times 12.34} = 0,04 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{Ax}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

❖ **En travée :**

- **Sens x-x :** 4HA10 avec un e= 25cm.
- **Sens y-y :** 4HA10 avec un e =25cm.

❖ **B/En appuis :**

- **Sens x-x :** 4HA10 avec un e=25cm.
- **Sens y-y :** 4HA10 avec un e=25cm.

III.5.5. Les schémas de ferrailage de la dalle de la salle machine.

Sens X-X:

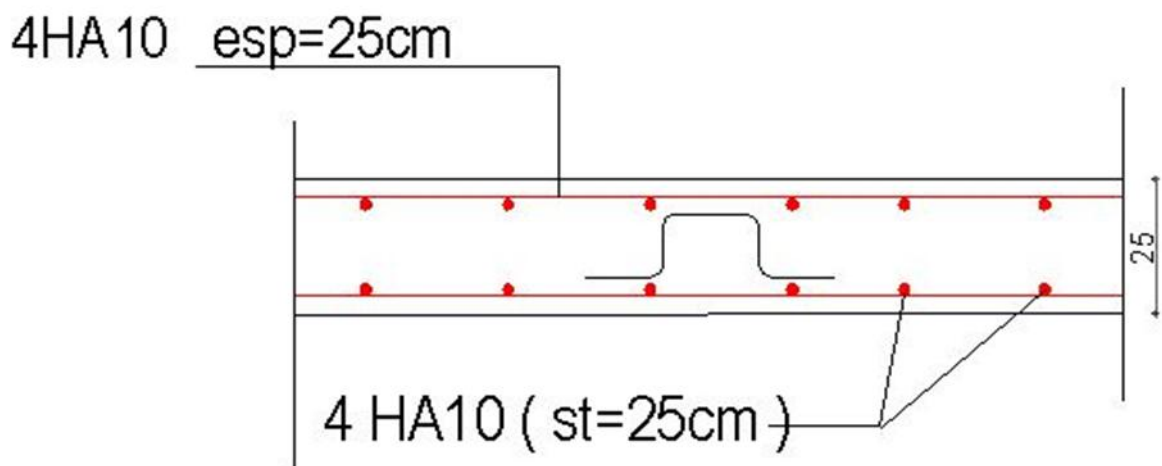


Figure III.5.4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

Sens Y-Y:

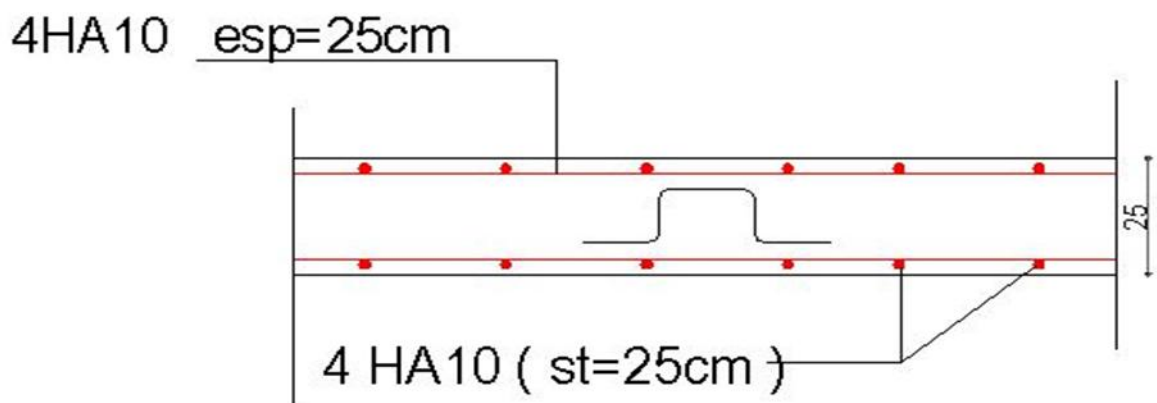


Figure III.5.5 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III.6. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ses dimensions sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et type du bâtiment.

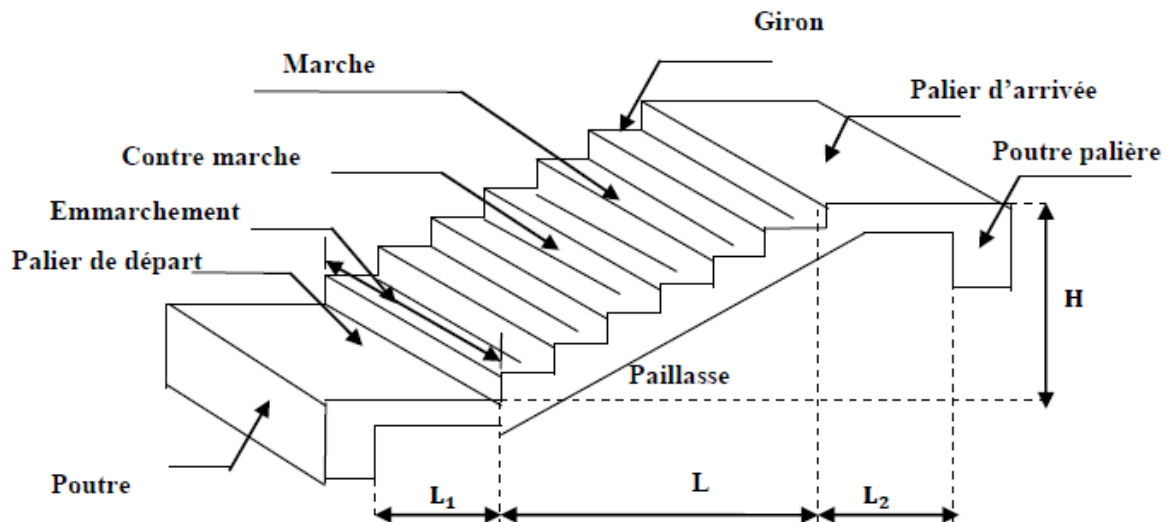


Figure III.6.1 : coupe verticale des escaliers.

III.6.1. Notions utilisées:

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, c'est la surface sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre

Marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.

-Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
 - **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.4.3.1. L'étude de l'escalier :

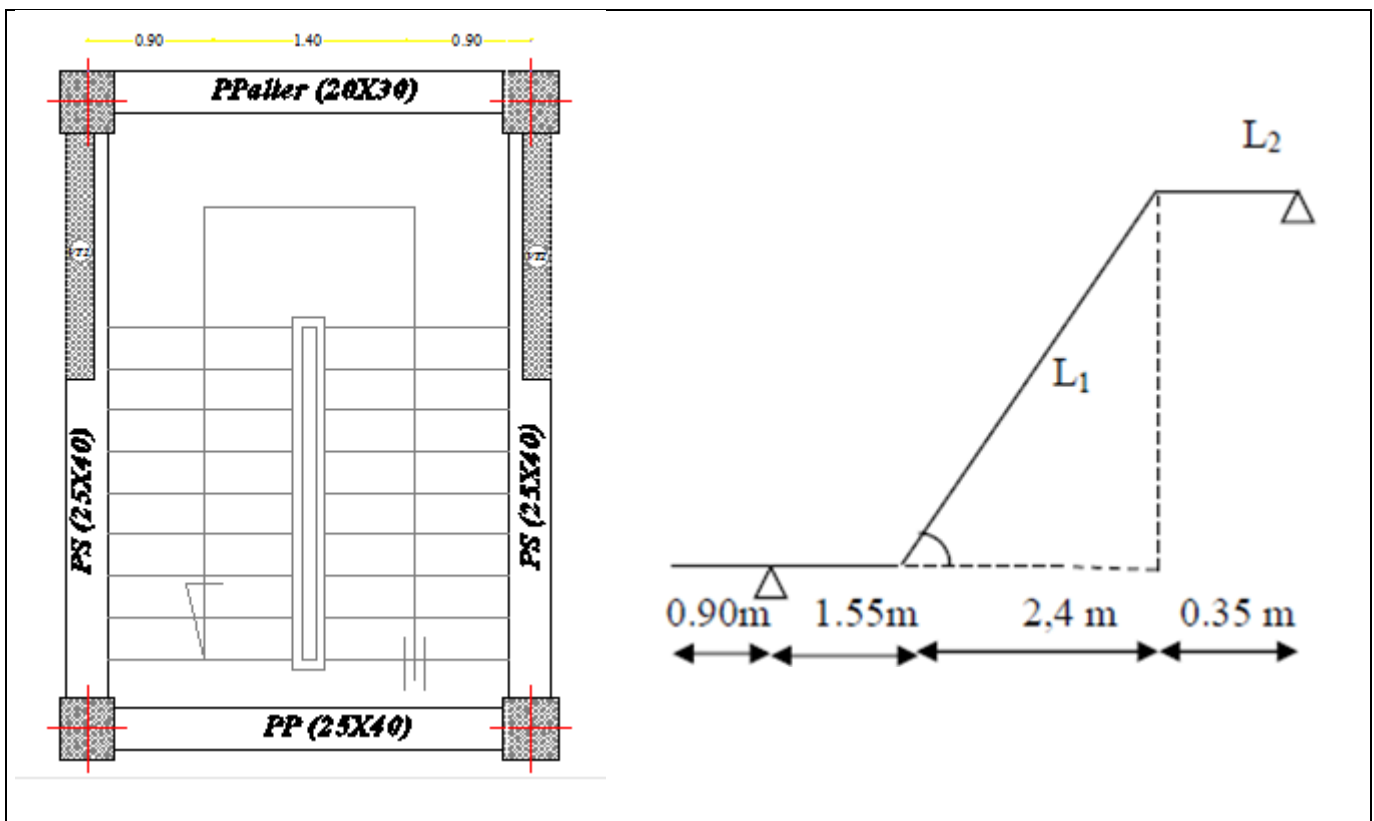


Figure III.6.2 : Schéma statique d'escaliers.

III.6.2. Dimensionnement des escaliers :

1) Le nombre de contre marche :

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17$ cm.

Nombre de contre marches :

$$N = \frac{h}{H} = \frac{153}{17} = 9$$

→ **n = 9 contre marches.**

2) Le nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

→ **m = 8 marches.**

3) Le giron g :

$$g = \frac{L_1}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

→ **g = 30cm.**

4) Vérification de la relation de BLONDEL :

Les dimensions des marches et contre marches doivent vérifier la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 \leq 66 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.3. Epaisseur de la pailasse et du palier de repos :

Soit « e_p » épaisseur de la pailasse et du palier est donnée par :

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

Avec :

L' : longueur réelle de la pailasse et du palier (entre appui).

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.54 \quad \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 155 + 245 + 35 = 435 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \quad \rightarrow 14,50 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,5 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 17\text{cm}$.

On opte pour une épaisseur $ep = 17\text{cm}$ pour le paillasse et le palier.

III.6.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

III.6.3. Charges permanentes :

❖ Palier :

Poids propre : $25 \times 0.17 \times 1$

$$G = 4,25 \text{ KN/ml}$$

Revêtement : (mortier + carrelage + lit de sable)

$$G_{\text{rev}} = [2(2 \times 0.22) + (2 \times 0.18)] \times 1$$

$$G_{\text{rev}} = 1,24 \text{ KN/ml}$$

Poids total du palier:

$$G_1 = G + G_{\text{rev}} = 4,25 + 1,24$$

$$G_1 = 5,49 \text{ KN/ml}$$

❖ Paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{ep}{\cos \alpha} \times 1 = \frac{0.17}{\cos 29.54^\circ} \times 1$$

$$G_p = 4.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1$$

$$G_m = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } P = 2,86 \times (3,06 - 0,17) \times 1 \times 1,35$$

$$P = 11.16 \text{ KN / ml}$$

| Eléments | Epaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | Charge (KN/m ²) |
|--------------------------|---------------|-----------------------------|--|
| 1-Revêtement carrelage | 0.22 | 2 | 0.44 |
| 2-Mortier de pose | 0.22 | 2 | 0.44 |
| 3-Lit de sable | 0.18 | 2 | 0.36 |
| 4-Poids du palier | / | / | 4.88 |
| 5-Enduit plâtre | 0.10 | 1 | 0.10 |
| 6-Poids des marches | / | / | 2.125 |
| 7-Poids des gardes corps | / | / | 0.2 |
| | | | G volée = 8.55 KN/m² |

Tableau III.6.1 : Détermination du poids propre de la volée.

III.6.4.Surcharge d’exploitation :

Selon le D.T.R pour une construction à usage d’habitation, la surcharge pour le palier et la volée est de : **Q = 2. 5 KN/m²**

III.6.5.Calcul à l’ELU :

❖ **Combinaison de charges :**

qu = (1. 35 G + 1. 5 Q).

- **Palier:** $q_{up} = (1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 2.5)1 \text{ m}$

$q_{up} = 11.16\text{KN/ml.}$

- **Volée:** $q_{uv} = (1.35 \times 8.55 + 1.5 \times 2.5)1 \text{ m}$

$q_{uv} = 15.29 \text{ KN/ml.}$

- **Mur extérieur :** $P = 2,86 \times (3,06 - 0,17) \times 1 \times 1,35$

$P = 11.16\text{KN /ml}$

❖ Calcul des efforts internes à l'ELU :

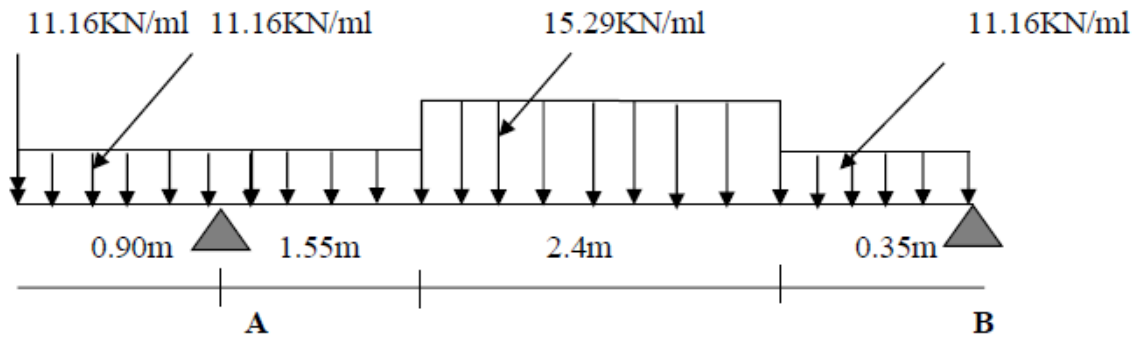


Figure III.6.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELU.

❖ Réaction aux appuis :

$$\Sigma F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = (q_{u1} \times 2.40) + (q_{u2} \times 2.8) + 11.16$$

$$R_A + R_B = (15.29 \times 2.40) + (11.16 \times 2.8) + 11.16 = 79.10 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 79.10 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = [11.16 \times 1.55 \times \frac{1.55}{2}] + [(15.29 \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2} + 1.55))] + [11.16 \times 0.35 \times (\frac{0.35}{2} + 3.95)] - [11.16 \times 0.9 \times \frac{0.9}{2}] - [11.16 \times 0.9] - R_B \times 4.3$$

Donc : $R_A = 52.15 \text{ KN}$

$R_B = 26.946 \text{ KN}$

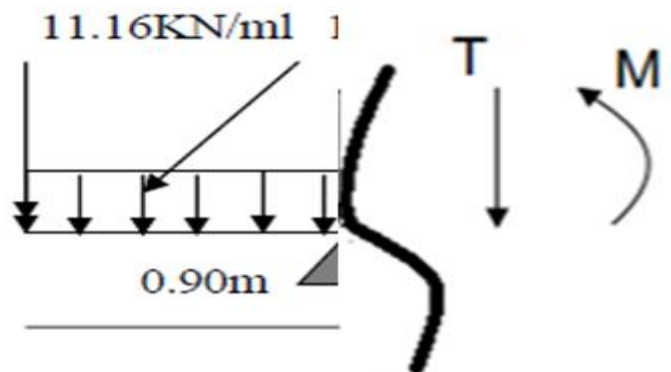
❖ Efforts tranchants et moments fléchissant :

-Efforts tranchants :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$-T_y - 11.16x - 11.16 = 0$$

$$T_y = -11.16x - 11.16$$



Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y(0) = -11.16 \text{ KN}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow T_y(0.9) = -21.20 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z + 11.16x + 11.16x \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -5.58x^2 - 11.16x$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow M_z(0.9) = -14.56 \text{ KN}$$

Tronçon 2 : $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$-T_y - 11.16 - 11.16(0.9) - 11.16x(x - 0.9) + 52.158 = 0$$

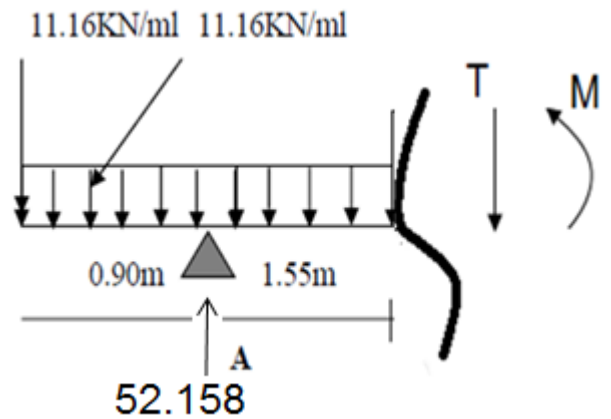
$$T_y = -11.16x + 10.04 - 10.04 + 52.158 - 11.16$$

$$T_y = -11.16x + 40.998$$

Pour :

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow T_y(0.9) = +30.95 \text{ KN}$$

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow T_y(2.45) = 13.648 \text{ KN}$$



-Moment fléchissant :

$$M_z + 11.16x + 11.16(0.9) \left(x - \frac{0.9}{2}\right) + 11.16(x - 0.9) \left(\frac{x - 0.9}{2}\right) - 52.158(x - 0.9) = 0$$

$$M_z = -5.58x^2 + 40.99x - 46.962$$

Pour :

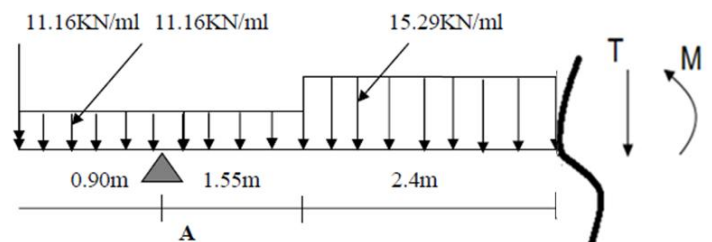
$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow M_z(0.9) = -14.59 \text{ KN}$$

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow M_z(2.45) = 19.965 \text{ KN}$$

Tronçon 3 : $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$-T_y - 11.16 - 11.16(0.9) - 11.16(1.55) - 15.29x(x - 2.45) + 52.158 = 0$$



$$T_y = -11.16 - 10.04 - 17.298 - 15.29x + 37.46 + 52.158$$

$$T_y = -15.29x + 51.116$$

Pour:

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow T_y(2.45) = +14.42 \text{ KN}$$

$$x = 4.85 \text{ m} \rightarrow T_y(4.85) = -23.04 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z + 11.16x + 11.16(0.9)\left(x - \frac{0.9}{2}\right) + 11.16\left(x - 2.45 + \frac{1.55}{2}\right) - 52.158\left(x - 2.45 + 1.55\right) + 15.29x\left(x - 2.45\right) = 0$$

$$M_z = -7.64x^2 + 51.056x - 59.27$$

Pour :

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow M_z(2.45) = +19.958 \text{ KN}$$

$$x = 4.85 \text{ m} \rightarrow M_z(4.85) = +8.639 \text{ KN}$$

Tronçon4 : $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$+T_y - 11.16x + 26.946 = 0$$

$$T_y = +11.16x - 26.946$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y(0) = -26.946 \text{ KN}$$

$$x = 0.35 \text{ m} \rightarrow T_y(0.9) = -23.04 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

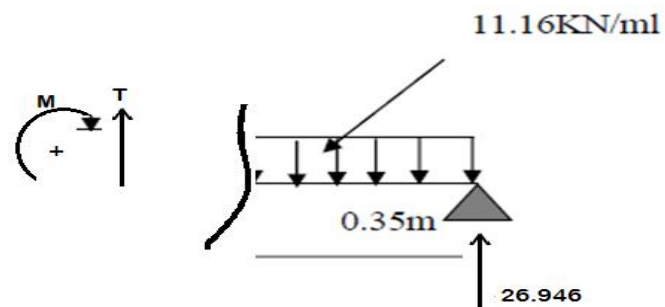
$$M_z + 11.16\left(\frac{x}{2}\right) - 26.946x = 0$$

$$M_z = -5.58x^2 + 26.946x$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$x = 0.35 \text{ m} \rightarrow M_z(0.35) = 8.72 \text{ KN}$$



❖ Calcul le moment maximal :

Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0 \rightarrow 51.11 - 15.29x = 0$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad 51.11 - 15.29x = 0$$

$$x_{tm} = \frac{51.11}{15.29} = 3.34 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 3.34 \text{ m}$.

Donc : $M^{\max} = 26.1 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

| Tronçons | expressions | X(m) | T(y) KN |
|-----------------------------------|--------------------------|------|---------|
| $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$ | $T_y = -11.16x - 11.16$ | 0 | -11.16 |
| | | 0.9 | -21.20 |
| $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$ | $T_y = -11.16x + 40.998$ | 0.9 | +30.95 |
| | | 2.45 | 13.648 |
| $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$ | $T_y = -15.29x + 51.116$ | 2.45 | +14.42 |
| | | 4.85 | -23.04 |
| $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$ | $T_y = +11.16x - 26.946$ | 0 | -26.946 |
| | | 0.35 | -23.04 |

Tableau III.6.2 : effort tranchant

Moment fléchissant :

| Tronçons | expressions | X(m) | T(y) KN |
|-----------------------------------|------------------------------------|------|---------|
| $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$ | $M_z = -5.58x^2 - 11.16x$ | 0 | 0 |
| | | 0.9 | -14.56 |
| $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$ | $M_z = -5.58x^2 + 40.99x - 46.962$ | 0.9 | -14.59 |
| | | 2.45 | 19.965 |
| $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$ | $M_z = -7.64x^2 + 51.056x - 59.27$ | 2.45 | 19.96 |
| | | 4.85 | 8.639 |
| $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$ | $M_z = -5.58x^2 + 26.946x$ | 0 | 0 |
| | | 0.35 | 8.71 |

Tableau III.6.3 : Moment fléchissant

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_{umax} \times 0,3 = - 26.1 \times 0,3$

$$M_{ua} = - 7.83 \text{KN.M}$$

- En travées : $M_{ut} = M_{umax} \times 0.85 = 26.1 \times 0,85$

$$M_u = 22.18 \text{ KN.M}$$

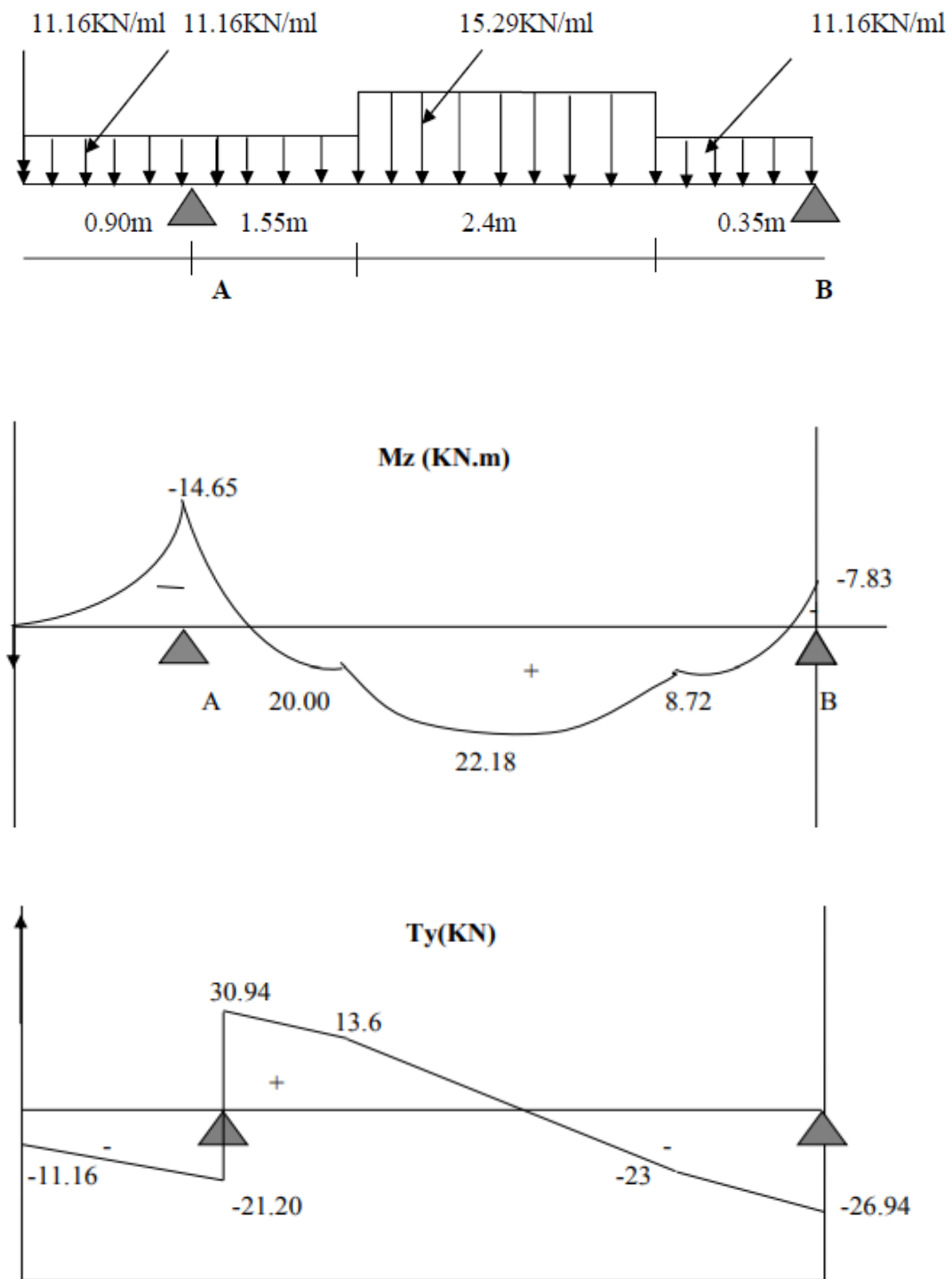


Figure III.6.4 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.6. Calcul des armatures à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$b = 135 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$ et $d = 15 \text{ cm}$

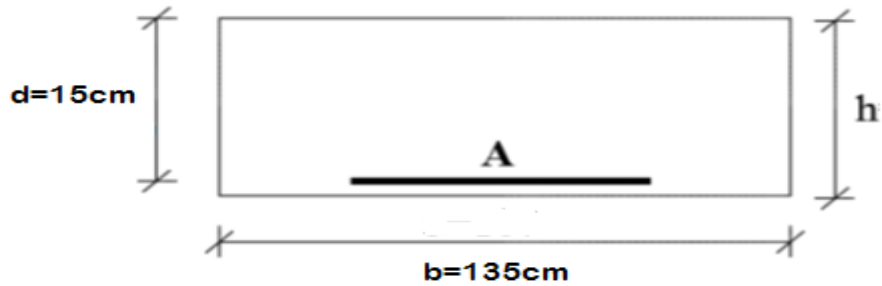


Figure III.6.5 : schéma de la section d'escalier à ferrailer.

1) Armatures principales :

- **En travée :**

$M_u = 22.18 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.18 \times 10^3}{135 \times (15)^2 \times 14.2}$$

$\mu = 0,0514 \leq \mu_l = 0,392$

\Rightarrow **S.S.A (Section simplement armé).**

$\mu_b = 0,052 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,973$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.18 \times 10^3}{0.973 \times 15 \times 348}$$

$A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** ; avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Aux appuis :**

$M_u^a = 14.65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.65 \times 10^3}{135 \times (15)^2 \times 14.2} =$$

$\mu = 0,034 \leq \mu_l = 0,392$

\Rightarrow **S.S.A**

$$\mu_b = 0,034 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.65 \times 10^3}{0.983 \times 15 \times 348}$$

$$A_{st} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

2) Armatures de répartition :

- En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4}$$

$$A_r = 1.695 \text{ cm}^2$$

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

- Aux Appuis :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4}$$

$$A_r = 1.695 \text{ cm}^2$$

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

III.6.7.Vérification à l'ELU :

1) Vérification du non fragilité du béton :

$$A_{adopté} > A_{min} \quad (\text{Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99})$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 135 \times 15 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.45 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) **Espacement des armatures :** (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Armatures principales :** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

- **Aux appuis :** $e = 20\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $e = 20\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Armatures de répartition :** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

- **Aux appuis :** $e = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $e = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3) **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.1,211/ BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{30.95 \times 10^3}{1350 \times 150}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,152 \text{ MPa}}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Remarque :

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1.3/BAEL99).

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12$$

$$\sum U_i = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.954 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$$

$$\tau_s = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_s = \mathbf{42.33 \text{ cm}}$$

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 rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$$

Donc on prend : $L_c = 17 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91).

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_c \times 28 \times 0,9 \times a \times b}{\gamma b} \quad \text{Avec } a = 0,9.d$$

$$T_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 15 \times 135}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 1215 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,95 \text{ KN} < T_u = 1215 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.8. Calcul à l'E.L.S :

Calcul des efforts internes à l'ELS :

❖ Combinaison de charges :

- **Palier** : $q_s = G + Q = (5,49 + 2,5) \times 1$

$$q_s = 8 \text{ KN/ml.}$$

- **Volée** : $q_s = G + Q = (8,55 + 2,5) \times 1$

$$q_s = 11,05 \text{ KN/ml}$$

- **Mur extérieur** : $P = 2,86 \times (3,06 - 0,17) \times 1$

$$P = 8,26 \text{ KN}$$

❖ Les réactions d'appuis :

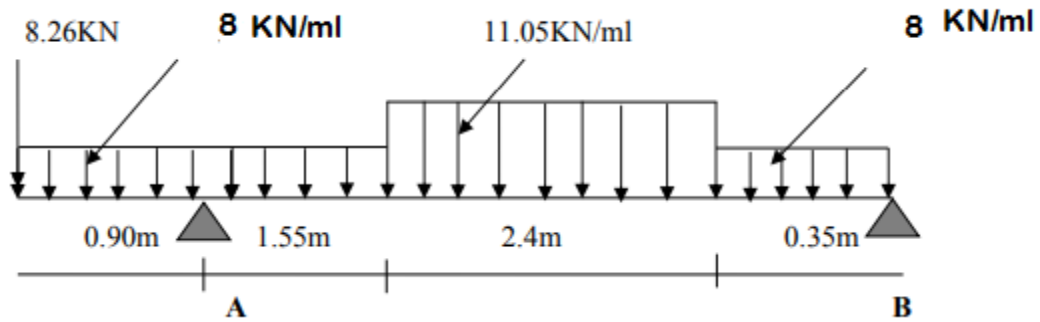


Figure III.6 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELS.

$$\Sigma F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B - 8.26 - 2.8 \times 8 - 11.05 \times 2.4 = 0$$

$$R_A + R_B = 57.18 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = [8 \times 1.55 \times \frac{1.55}{2}] + [(11.05 \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2} + 1.55))] + [8 \times 0.35 \times (\frac{0.35}{2} + 3.95)] - [8.26 \times 0.9] - R_B \times 4.3$$

Donc : $R_A = 37.78 \text{ kKN}$

$R_B = 19,40 \text{ KN}$

❖ Efforts tranchants et moments fléchissant

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

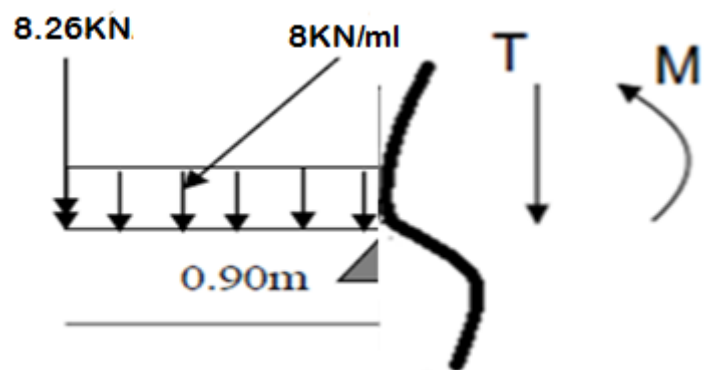
$$-T_y - 8x - 8.26 = 0$$

$$T_y = -8x - 8.26$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y(0) = -8.26 \text{ KN}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow T_y(0.9) = -15.46 \text{ KN}$$



-Moment fléchissant :

$$M_z + 8.26 x + 8x \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -4 x^2 - 8.26x$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow M_z(0.9) = -10.67 \text{ KN}$$

Tronçon 2 : $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$-T_y - 8.26 - 8(0.9) - 8x(x - 0.9) + 19.4 = 0$$

$$T_y = -8x + 7.2 - 7.2 + 37.78 - 8.26$$

$$T_y = -8x + 29.52$$

Pour :

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow T_y(0.9) = +22.32 \text{ KN}$$

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow T_y(2.45) = 9.92 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z + 8.26x + 8(0.9)(x - \frac{0.9}{2}) + 8(x - 0.9)(\frac{x - 0.9}{2}) - 37.78(x - 0.9) = 0$$

$$M_z = -4x^2 + 29.38x - 33.48$$

Pour :

$$x = 0.9 \text{ m} \rightarrow M_z(0.9) = -10.67 \text{ KN}$$

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow M_z(2.45) = 14.491 \text{ KN}$$

Tronçon 3 : $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$-T_y - 8.26 - 8(0.9) - 8(1.55) - 11.05x(x - 2.45) + 37.78 = 0$$

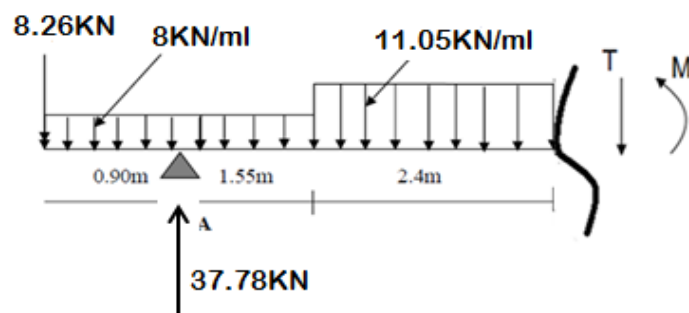
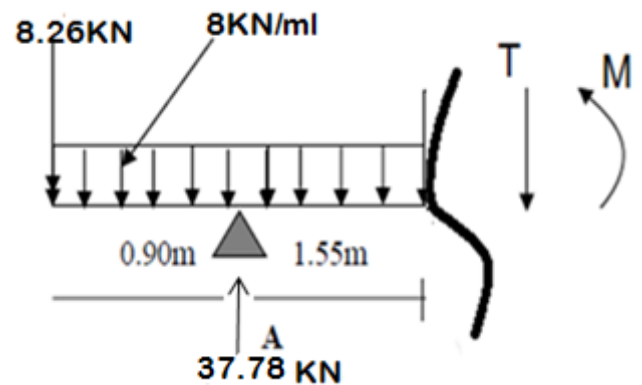
$$0$$

$$T_y = -8.26 - 7.2 - 12.4 - 11.05x + 27.072 + 37.78$$

$$T_y = -11.05x + 36.99$$

Pour :

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow T_y(2.45) = +9.92 \text{ KN}$$



$$x = 4.85 \text{ m} \rightarrow T_y(4.85) = -16.60 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z + 8.26x + 8(0.9) \left(x - \frac{0.9}{2}\right) + 8\left(x - 2.45 + \frac{1.55}{2}\right) - 37.78\left(x - 2.45 + 1.55\right) + 11.05x\left(x - 2.45\right) - \frac{11.05x^2}{2} = 0$$

$$M_z = -5.525 x^2 + 36.88x - 43.06$$

Pour :

$$x = 2.45 \text{ m} \rightarrow M_z(2.45) = +14.13 \text{ KN}$$

$$x = 4.85 \text{ m} \rightarrow M_z(4.85) = +5.85 \text{ KN}$$

Tronçon4 : $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$

-Efforts tranchants :

$$+T_y - 8x + 19.40 = 0$$

$$T_y = +8x - 19.4$$

Pour :

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y(0) = -19.40 \text{ KN}$$

$$x = 0.35 \text{ m} \rightarrow T_y(0.35) = -16.60 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z + 8x \left(\frac{x}{2}\right) - 19.4x = 0$$

$$M_z = -4 x^2 + 19.4x$$

Pour :

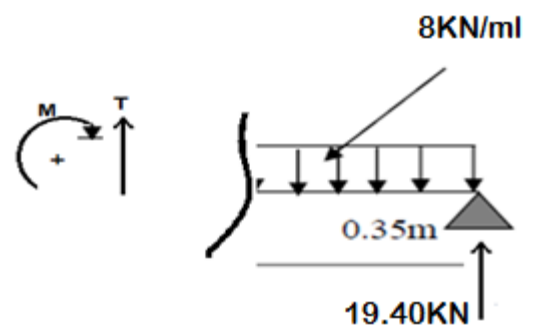
$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$x = 0.35 \text{ m} \rightarrow M_z(0.35) = 6.3 \text{ KN}$$

❖ **Calcul le moment maximal :**

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad 11.05x - 36.88 = 0$$



$$x_{tm} = \frac{36.88}{11.05} = 3.34 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 3.34 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 22.35 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0.3 M_{u_{max}} = -0,3 \times 22.35$
 $M(\text{appuis}) = -6.705 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M_{u_{max}} = 0,85 \times 22.35$
 $M_t(\text{travée}) = 18.99 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

| Tronçons | expressions | X(m) | T(y) KN |
|-----------------------------------|-------------------------|------|---------|
| $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$ | $T_y = -8x - 8.26$ | 0 | -8.26 |
| | | 0.9 | -15.46 |
| $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$ | $T_y = -8x + 29.52$ | 0.9 | +22.32 |
| | | 2.45 | +9.92 |
| $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$ | $T_y = -11.05x + 36.99$ | 2.45 | +9.92 |
| | | 4.85 | -16.60 |
| $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$ | $T_y = 8x - 19.4$ | 0 | -19.4 |
| | | 0.35 | -16.60 |

Tableau III.6.4 : effort tranchant

Moment fléchissant :

| Tronçons | expressions | X(m) | T(y) KN |
|-----------------------------------|------------------------------------|------|---------|
| $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$ | $Mz = -4 x^2 - 8.26x$ | 0 | 0 |
| | | 0.9 | -10.67 |
| $0.9 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$ | $Mz = -4 x^2 + 29.38x - 33.48$ | 0.9 | -10.67 |
| | | 2.45 | +14.491 |
| $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$ | $Mz = -5.25 x^2 + 36.88 x - 43.06$ | 2.45 | +14.491 |
| | | 4.85 | +5.85 |
| $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$ | $Mz = -4 x^2 + 19.40x$ | 0 | 0 |
| | | 0.35 | 6.30 |

Tableau III.6.5: Moment fléchissant

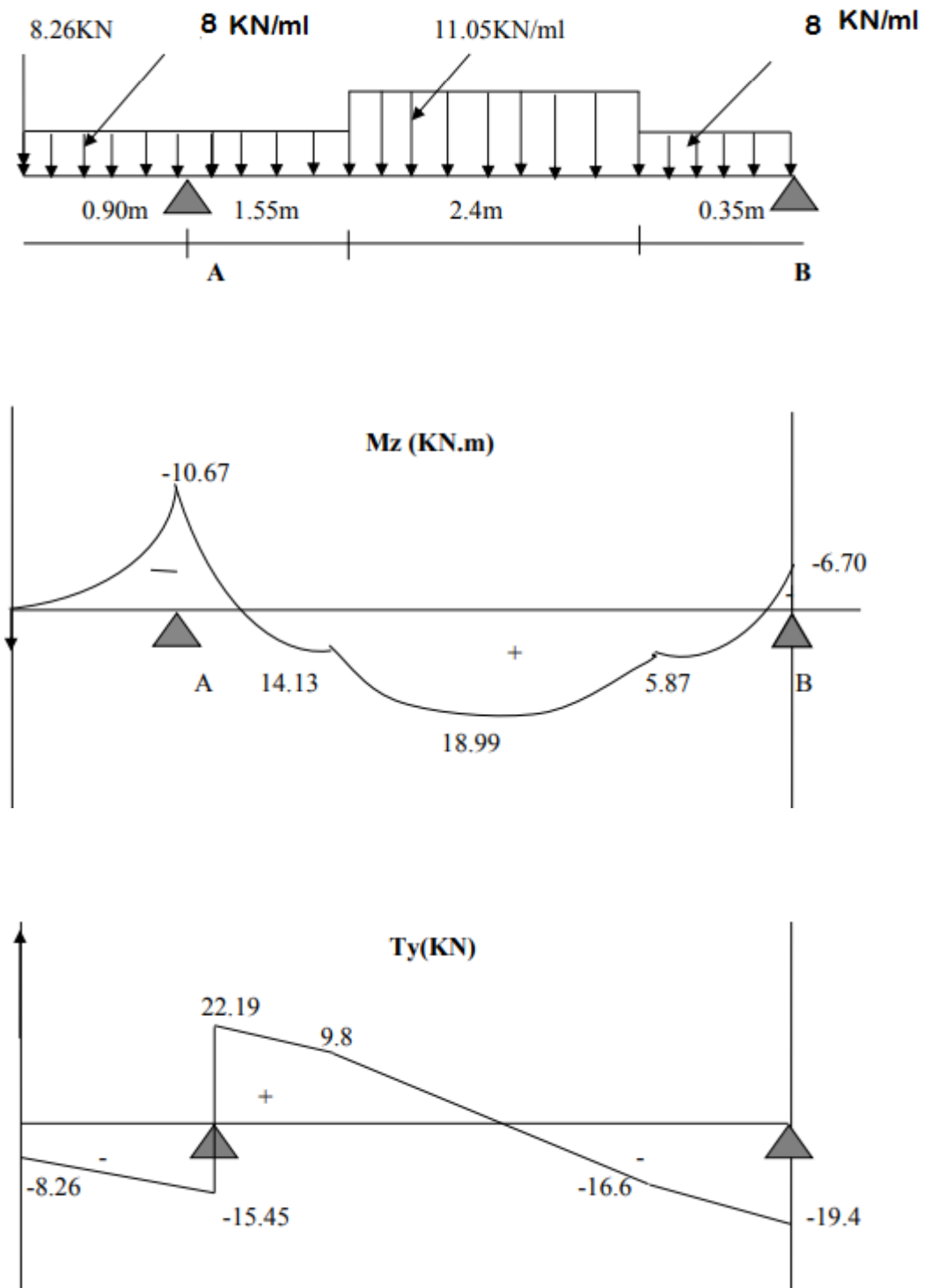


Figure III.6.7 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

III.6.9. Vérification à l'E.L.S :

1) Etat limite d'ouverture des fissures:

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

2) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

• En travée :

$$M_{tser} = 18.99 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{135 \times 15}$$

$$\rho_1 = 0.335$$

$$\rho_1 = 0.335 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.910 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{18.99 \times 10^3}{6.78 \times 0.910 \times 15}$$

$$\sigma_s = 205.20 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205.20}{40.56}$$

$$\sigma_{bc} = 5.058 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$M_{a_{ser}} = 10.67 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{135 \times 15}$$

$$\rho_1 = 0.232$$

$$\rho_1 = 0.232 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.923 \quad \rightarrow \quad K_1 = 49.93$$

$$\sigma_s = \frac{M_{a_{ser}}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{10.67 \times 10^3}{4.71 \times 0.923 \times 15}$$

$$\sigma_s = 163.625 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{163.625}{49.93}$$

$$\sigma_{bc} = 3.277 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{430} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.062$$

Donc :

La condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire

4) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5q_{max}l^4}{384Evl} \leq f = \frac{L}{500}$$

$$q_{max} = \max (q_{paille} ; q_{palier})$$

Avec :

f: La flèche admissible.

EV: Module de déformation différée (EV =10818,865MPa)

I_{fv}: Moment d'inertie totale de la section homogène.

❖ La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{S}{xx'}}{Bo} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Atxd}{bxhx15At}$$

$$= \frac{67.5 \times 17^2 + 15 \times 6,78 \times 15}{135 \times 17 \times 15 \times 6,78}$$

$$V_1 = 8.77 \text{cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 17 - 8.77$$

$$V_2 = 8.23 \text{cm}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2$$

$$I_{fv} = 59385.27 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11.05 \times 4300^4}{10819 \times 59385.27 \times 10^4}$$

$$f = 7.3 \text{ cm} \leq 8.6 \text{ cm}$$

→ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes. Pour les deux volées.

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$; avec un espacement **St=20cm**

$A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement **St = 25cm.**

- **En travée :**

$A_{sa} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$; avec un espacement **St=20cm**

$A_{ra} = 4\text{H}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement **St = 25cm**

Ferraillage des escaliers :

Volée 01

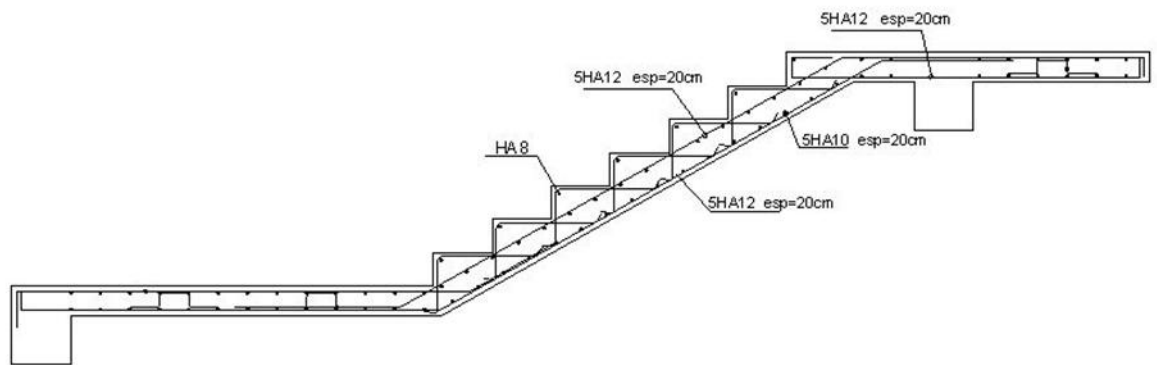


Figure III.6.8 : schéma du ferraillage des escaliers

chapitre IV

IV. Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

La rigidité linéaire d'un poteau est : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

La rigidité linéaire d'une poutre est : $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

I : moment d'inertie de l'élément $(I = \frac{b h^3}{12})$.

❖ **Identification des paramètres :**

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$

Avec :

e_p : Largeur des poteaux

h_c : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$.

Poutre : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} e_{pot}$

Avec :

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis $\bar{L} = L_c - \frac{1}{2} e_{pot}$

L_c : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.

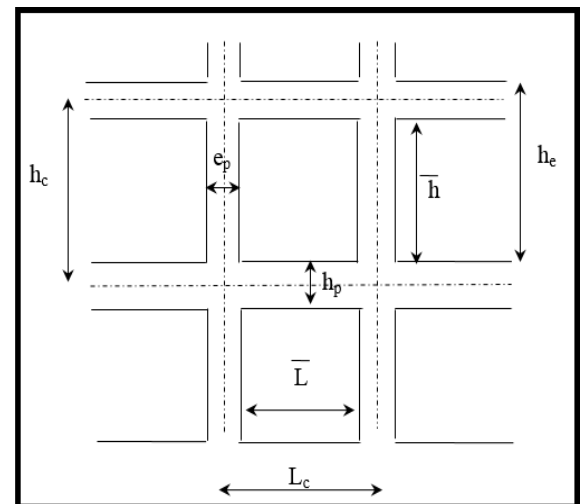
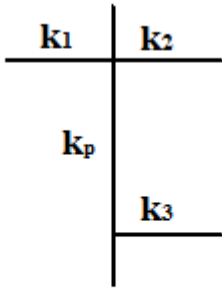


Figure IV- 1 : Coupe verticale d'un niveau

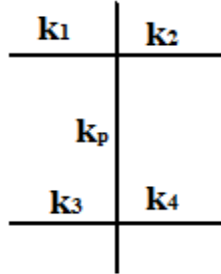
e_p : Largeur des poteaux.

1) Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

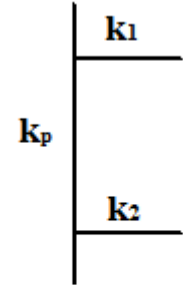
1^{er} Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_{poteau}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

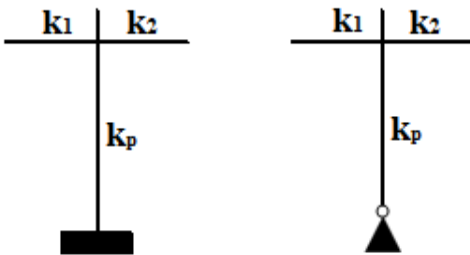


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

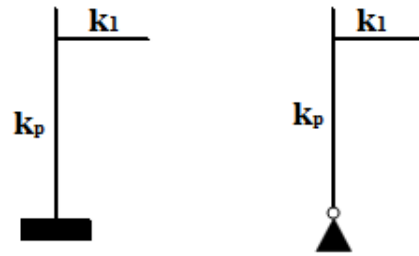


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{poteau}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

2) Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

3) Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{potj}^i$$

Avec :

E_i : Module de déformations instantanées du béton.

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivants :

| Niveaux | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h _e (cm) | h _p (cm) | \bar{h} (cm) | e _{pot} (cm) | h _c (cm) | K _{poteau} |
|---------|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------|-------------------|--------------------------|------------------------|---------------------|
| 7 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 6 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 5 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 4 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 3 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 2 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 1 | 40 | 45 | 303750 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 1062.06 |
| RDC | 40 | 45 | 303750 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 1062.06 |
| E-Sol 1 | 45 | 50 | 468750 | 408 | 40 | 368 | 45 | 390.5 | 1200.38 |
| E-Sol 2 | 45 | 50 | 468750 | 408 | 40 | 368 | 45 | 390.5 | 1200.38 |

Tableau IV. 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

| Niveaux | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h_e (cm) | h_p (cm) | \bar{h} (cm) | e_{pot} (cm) | h_c (cm) | K_{poteau} |
|---------|-------------|-------------|---------------------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|
| 7 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 6 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 5 | 30 | 35 | 107187.5 | 306 | 40 | 266 | 30 | 281 | 381.45 |
| 4 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 3 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 2 | 35 | 40 | 186666.67 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283.5 | 658.43 |
| 1 | 40 | 45 | 303750 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 1062.06 |
| RDC | 40 | 45 | 303750 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 1062.06 |
| E-Sol 1 | 45 | 50 | 468750 | 408 | 40 | 368 | 45 | 390.5 | 1200.38 |
| E-Sol 2 | 45 | 50 | 468750 | 408 | 40 | 368 | 45 | 390.5 | 1200.38 |

Tableau IV. 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

| Niveaux | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ | e _{pot} (cm) | \bar{L} (cm) | h _{poutre} (cm) | L _c (cm) | K _{poutre} |
|---------------------------|--------|-----------|-----------|-------------------------|----------------|--------------------------|-------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------|
| ET5 ⇒ ET7 | 1 ⇒ 2 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 30 | 495 | 40 | 510 | 261.43 |
| | 2 ⇒ 3 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 30 | 295 | 40 | 310 | 430.10 |
| | 3 ⇒ 4 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 30 | 470 | 40 | 485 | 274.91 |
| | 4 ⇒ 5 | 25 | 40 | 133333.33 | 320 | 30 | 290 | 40 | 305 | 437.15 |
| | 5 ⇒ 6 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 30 | 470 | 40 | 485 | 274.91 |
| | 6 ⇒ 7 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 30 | 295 | 40 | 310 | 430.10 |
| | 7 ⇒ 8 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 30 | 495 | 40 | 510 | 261.43 |
| ET3 ⇒ ET5 | 1 ⇒ 2 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 35 | 490 | 40 | 507.5 | 262.72 |
| | 2 ⇒ 3 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 35 | 290 | 40 | 307.5 | 433.60 |
| | 3 ⇒ 4 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 35 | 465 | 40 | 482.5 | 276.33 |
| | 4 ⇒ 5 | 25 | 40 | 133333.33 | 320 | 35 | 285 | 40 | 302.5 | 440.77 |
| | 5 ⇒ 6 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 35 | 465 | 40 | 482.5 | 276.33 |
| | 6 ⇒ 7 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 35 | 290 | 40 | 307.5 | 433.60 |
| | 7 ⇒ 8 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 35 | 490 | 40 | 507.5 | 262.72 |
| RDC ⇒ ET2 | 1 ⇒ 2 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 40 | 485 | 40 | 505 | 264.026 |
| | 2 ⇒ 3 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 40 | 285 | 40 | 305 | 437.15 |
| | 3 ⇒ 4 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 40 | 460 | 40 | 480 | 277.77 |
| | 4 ⇒ 5 | 25 | 40 | 133333.33 | 320 | 40 | 280 | 40 | 300 | 444.44 |
| | 5 ⇒ 6 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 40 | 460 | 40 | 480 | 277.77 |
| | 6 ⇒ 7 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 40 | 285 | 40 | 305 | 437.15 |
| | 7 ⇒ 8 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 40 | 485 | 40 | 505 | 264.026 |
| E-SOL ⇒ E-SOL2 | 1 ⇒ 2 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 45 | 480 | 40 | 502.5 | 265.33 |
| | 2 ⇒ 3 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 45 | 280 | 40 | 302.5 | 440.77 |
| | 3 ⇒ 4 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 45 | 455 | 40 | 477.5 | 279.23 |
| | 4 ⇒ 5 | 25 | 40 | 133333.33 | 320 | 45 | 275 | 40 | 297.5 | 448.17 |
| | 5 ⇒ 6 | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 45 | 455 | 40 | 477.5 | 279.23 |
| | 6 ⇒ 7 | 25 | 40 | 133333.33 | 325 | 45 | 280 | 40 | 302.5 | 440.77 |
| | 7 ⇒ 8 | 25 | 40 | 133333.33 | 525 | 45 | 480 | 40 | 502.5 | 265.33 |

Tableau IV. 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

| Niveaux | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ | e _{pot} (cm) | \bar{L} (cm) | h _{poutre} (cm) | L _c (cm) | K _{poutre} |
|------------------|--------|-----------|-----------|-------------------------|----------------|--------------------------|-------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------|
| ET5 ⇒ ET7 | A⇒B | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 30 | 420 | 40 | 435 | 306.51 |
| | B⇒C | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 30 | 470 | 40 | 485 | 274.91 |
| | C⇒D | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 30 | 420 | 40 | 435 | 306.51 |
| ET3⇒ET5 | A⇒B | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 35 | 415 | 40 | 432.5 | 308.28 |
| | B⇒C | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 35 | 465 | 40 | 482.5 | 276.33 |
| | C⇒D | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 35 | 415 | 40 | 432.5 | 308.28 |
| RDC⇒ET2 | A⇒B | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 40 | 410 | 40 | 430 | 310.07 |
| | B⇒C | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 40 | 460 | 40 | 480 | 277.77 |
| | C⇒D | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 40 | 410 | 40 | 430 | 310.07 |
| E-SOL⇒ E-SOL2 | A⇒B | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 45 | 405 | 40 | 427.5 | 311.89 |
| | B⇒C | 25 | 40 | 133333.33 | 500 | 45 | 455 | 40 | 477.5 | 279.23 |
| | C⇒D | 25 | 40 | 133333.33 | 450 | 45 | 405 | 40 | 427.5 | 311.89 |

Tableau IV. 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y

| Niveaux | Travée | K_{poutre} (cm^3) | Poteaux | K_{poteau} (cm^3) | \bar{K} | α_j^i | E (MPa) | h_c (cm^3) | r_j^i (N/m) | R_x^j (N/m) |
|-----------------------|--------|----------------------------|---------|----------------------------|-----------|--------------|------------|---------------------|------------------|------------------|
| ET5 ⇒ ET7 | 1-1 | 261.43 | 1 | 381.45 | 0.69 | 0.26 | 32164.2 | 281 | 484.8 | 4415.43 |
| | 2-2 | 430.10 | 2 | 381.45 | 1.13 | 0.36 | 32164.2 | | 671.3 | |
| | 3-3 | 274.91 | 3 | 381.45 | 0.72 | 0.26 | 32164.2 | | 484.8 | |
| | 4-4 | 437.15 | 4 | 381.45 | 1.15 | 0.37 | 32164.2 | | 688.83 | |
| | 5-5 | 274.91 | 5 | 381.45 | 0.72 | 0.26 | 32164.2 | | 484.8 | |
| | 6-6 | 430.10 | 6 | 381.45 | 1.13 | 0.36 | 32164.2 | | 671.3 | |
| | 7-7 | 261.43 | 7 | 381.45 | 0.69 | 0.26 | 32164.2 | | 464.8 | |
| | 8-8 | 261.43 | 8 | 381.45 | 0.69 | 0.26 | 32164.2 | | 464.8 | |
| ET3 ⇒ ET5 | 1-1 | 262.72 | 1 | 658.43 | 0.42 | 0.17 | 32164.2 | 283.5 | 537.53 | 5059.12 |
| | 2-2 | 433.60 | 2 | 658.43 | 0.66 | 0.25 | 32164.2 | | 790.49 | |
| | 3-3 | 276.33 | 3 | 658.43 | 0.42 | 0.17 | 32164.2 | | 537.53 | |
| | 4-4 | 440.77 | 4 | 658.43 | 0.67 | 0.25 | 32164.2 | | 790.49 | |
| | 5-5 | 276.33 | 5 | 658.43 | 0.42 | 0.17 | 32164.2 | | 537.53 | |
| | 6-6 | 433.60 | 6 | 658.43 | 0.66 | 0.25 | 32164.2 | | 790.49 | |
| | 7-7 | 262.72 | 7 | 658.43 | 0.40 | 0.17 | 32164.2 | | 537.53 | |
| | 8-8 | 262.72 | 8 | 658.43 | 0.40 | 0.17 | 32164.2 | | 537.53 | |
| RDC ⇒ ET2 | 1-1 | 264.026 | 1 | 1062.06 | 0.25 | 0.11 | 32164.2 | 286 | 551.3 | 5512.78 |
| | 2-2 | 437.15 | 2 | 1062.06 | 0.41 | 0.17 | 32164.2 | | 851.96 | |
| | 3-3 | 277.77 | 3 | 1062.06 | 0.26 | 0.12 | 32164.2 | | 601.4 | |
| | 4-4 | 444.44 | 4 | 1062.06 | 0.42 | 0.17 | 32164.2 | | 851.96 | |
| | 5-5 | 277.77 | 5 | 1062.06 | 0.26 | 0.12 | 32164.2 | | 601.4 | |
| | 6-6 | 437.15 | 6 | 1062.06 | 0.41 | 0.17 | 32164.2 | | 851.96 | |
| | 7-7 | 264.026 | 7 | 1062.06 | 0.25 | 0.11 | 32164.2 | | 601.4 | |
| | 8-8 | 264.026 | 8 | 1062.06 | 0.25 | 0.11 | 32164.2 | | 601.4 | |
| E-SOL1 ⇒ E-SOL2 | 1-1 | 265.33 | 1 | 1200.38 | 0.22 | 0.1 | 32164.2 | 390.5 | 303.83 | 2977.51 |
| | 2-2 | 440.77 | 2 | 1200.38 | 0.37 | 0.16 | 32164.2 | | 486.12 | |
| | 3-3 | 279.23 | 3 | 1200.38 | 0.23 | 0.1 | 32164.2 | | 303.83 | |
| | 4-4 | 448.17 | 4 | 1200.38 | 0.37 | 0.16 | 32164.2 | | 486.12 | |
| | 5-5 | 279.23 | 5 | 1200.38 | 0.23 | 0.1 | 32164.2 | | 303.83 | |
| | 6-6 | 440.77 | 6 | 1200.38 | 0.37 | 0.16 | 32164.2 | | 486.83 | |
| | 7-7 | 265.33 | 7 | 1200.38 | 0.22 | 0.1 | 32164.2 | | 303.83 | |
| | 8-8 | 265.33 | 8 | 1200.38 | 0.22 | 0.1 | 32164.2 | | 303.83 | |

Tableau IV. 5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

| Niveaux | Travée | K_{poutre} (cm^3) | Poteaux | K_{poteau} (cm^3) | \bar{K} | α_j^i | E (MPa) | h_c (cm^3) | r_j^i (N/m) | R_x^j (N/m) |
|-----------------------|--------|----------------------------|---------|----------------------------|-----------|--------------|--------------|---------------------|------------------|------------------|
| ET5 ⇒ ET7 | A⇒A | 306.51 | 1 | 381.45 | 0.80 | 0.29 | 32164.2 | 281 | 539.9 | 2103.7 |
| | B⇒B | 274.91 | 2 | 381.45 | 0.72 | 0.26 | 32164.2 | | 484 | |
| | C⇒C | 306.51 | 3 | 381.45 | 0.80 | 0.29 | 32164.2 | | 539.9 | |
| | D⇒D | 306.51 | 4 | 381.45 | 0.80 | 0.29 | 32164.2 | | 539.9 | |
| ET3 ⇒ ET5 | A⇒A | 308.28 | 1 | 658.43 | 0.47 | 0.19 | 32164.2 | 283.5 | 600.8 | 2339.9 |
| | B⇒B | 276.33 | 2 | 658.43 | 0.42 | 0.17 | 32164.2 | | 537.5 | |
| | C⇒C | 308.28 | 3 | 658.43 | 0.47 | 0.19 | 32164.2 | | 600.8 | |
| | D⇒D | 308.28 | 4 | 658.43 | 0.47 | 0.19 | 32164.2 | | 600.8 | |
| RDC ⇒ ET2 | A⇒A | 310.07 | 1 | 1062.06 | 0.29 | 0.13 | 32164.2 | 286 | 651.5 | 2555.9 |
| | B⇒B | 277.77 | 2 | 1062.06 | 0.27 | 0.12 | 32164.2 | | 601.4 | |
| | C⇒C | 310.07 | 3 | 1062.06 | 0.29 | 0.13 | 32164.2 | | 651.5 | |
| | D⇒D | 310.07 | 4 | 1062.06 | 0.29 | 0.13 | 32164.2 | | 651.5 | |
| E-SOL1 ⇒ E-SOL2 | A⇒A | 311.89 | 1 | 1200.38 | 0.26 | 0.12 | 32164.2 | 390.5 | 364.6 | 1397.63 |
| | B⇒B | 279.23 | 2 | 1200.38 | 0.23 | 0.10 | 32164.2 | | 303.83 | |
| | C⇒C | 311.89 | 3 | 1200.38 | 0.26 | 0.12 | 32164.2 | | 364.6 | |
| | D⇒D | 311.89 | 4 | 1200.38 | 0.26 | 0.12 | 32164.2 | | 364.6 | |

Tableau IV. 6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y

IV.2. Rigidités des refends (voiles) :



Figure IV. 2 : disposition des voiles

Caractéristique géométrique des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissant, elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

1) Calcul des inerties des voiles :

❖ **Les voiles longitudinaux (x-x) :**

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

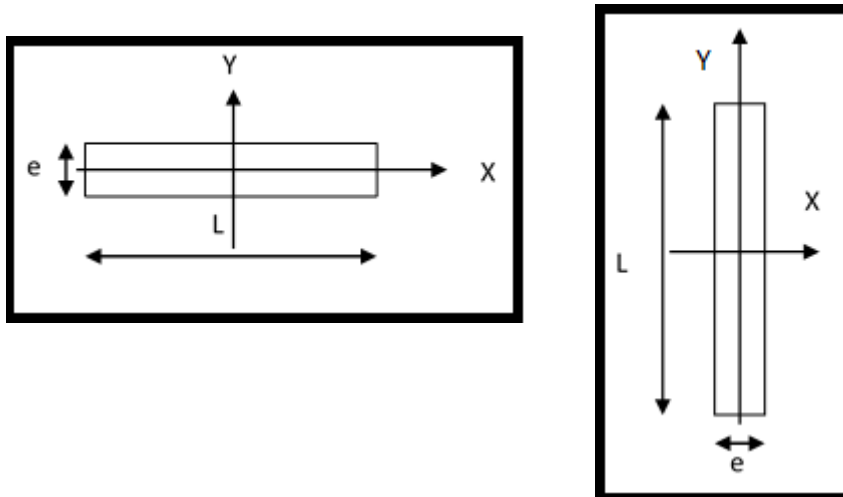


Figure IV. 3 : coupe des voiles en plan.

❖ **Les voiles transversaux (y-y) :**

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

2) Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12E_i I_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_y^j = \frac{12E_i I_x}{h^3}$

| Niveaux | Voiles | e (cm) | L (cm) | I_x (cm ⁴) | E (MPa) | h_e (cm) | r_x^j (N/m) | $R_x^j = \sum r_x^j$ |
|-------------------------------------|--------|-------------|-------------|-----------------------------|--------------|---------------|---------------|----------------------|
| RDC ⇒ ET7 | VL1 | 25 | 240 | 28800000 | 32164.2 | 306 | 387955,764 | 3361665.878 |
| | VL2 | 25 | 200 | 16666666,7 | 32164.2 | 306 | 224511,437 | |
| | VL3 | 25 | 160 | 8533333,33 | 32164.2 | 306 | 114949,856 | |
| | VL4 | 25 | 130 | 4577083,33 | 32164.2 | 306 | 61656,4535 | |
| E-SOL1 ⇒ E-SOL2 | VL1 | 25 | 240 | 28800000 | 32164.2 | 408 | 163668,838 | 141802.78 |
| | VL2 | 25 | 200 | 16666666,7 | 32164.2 | 408 | 94715,7626 | |
| | VL3 | 25 | 160 | 8533333,33 | 32164.2 | 408 | 48494,4705 | |
| | VL4 | 25 | 130 | 4577083,33 | 32164.2 | 408 | 26011,3163 | |

Tableau IV. 7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

| Niveaux | Voiles | e (cm) | L (cm) | I_y (cm ⁴) | E (MPa) | h_e (cm) | r_y^j (N/m) | $R_x^j = \sum r_y^j$ |
|---------------------------------|--------|-------------|-------------|-----------------------------|--------------|---------------|---------------|----------------------|
| RDC ⇒ ET7 | VT1 | 25 | 450 | 189843750 | 32164,2 | 306 | 2557325,59 | 6768009,53 |
| | VT2 | 25 | 250 | 32552083,3 | 32164.2 | 306 | 438498,901 | |
| | VT3 | 25 | 200 | 16666666,7 | 32164,2 | 306 | 224511,437 | |
| | VT4 | 25 | 180 | 12150000 | 32164,2 | 306 | 163668,838 | |
| ESOL1 ⇒ E-SOL2 | VT1 | 25 | 450 | 189843750 | 32164,2 | 408 | 1078871,73 | 2855254,02 |
| | VT2 | 25 | 250 | 32552083,3 | 32164.2 | 408 | 184991,724 | |
| | VT3 | 25 | 200 | 16666666,7 | 32164,2 | 408 | 94715,7626 | |
| | VT4 | 25 | 180 | 12150000 | 32164,2 | 408 | 69047,7909 | |

Tableau IV. 8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

| Niveaux | Portiques | | Voiles | | Portiques + Voiles | |
|----------------------------|-----------|---------|-------------|------------|--------------------|------------|
| | R_x^j | R_y^j | R_x^j | R_y^j | R_x^j | R_y^j |
| ET5 ⇒ ET7 | 4415.43 | 2103.7 | 3361665.878 | 6768009,53 | 3366081.308 | 6770113.23 |
| ET3 ⇒ ET5 | 5059.12 | 2339.9 | 3361665.878 | 6768009,53 | 3366724.998 | 6770349.43 |
| RDC ⇒ ET2 | 5512.78 | 2555.9 | 3361665.878 | 6768009,53 | 3367178.658 | 6770565.43 |
| E-SOL1 ⇒ E-SOL2 | 2977.51 | 1397.63 | 141802.78 | 2855254,02 | 144780.29 | 2856651.65 |

Tableau IV.9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.3. Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

1) Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec :

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

2) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne , est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

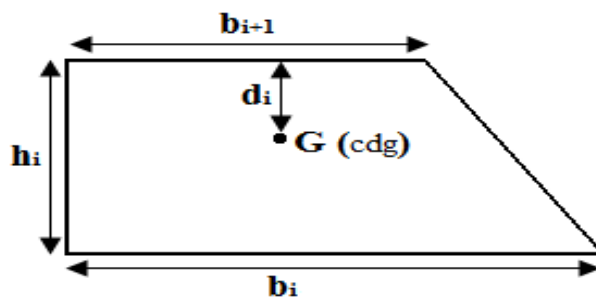


Figure IV.4: trapèze de calcul

Diagramme des moments des aires :

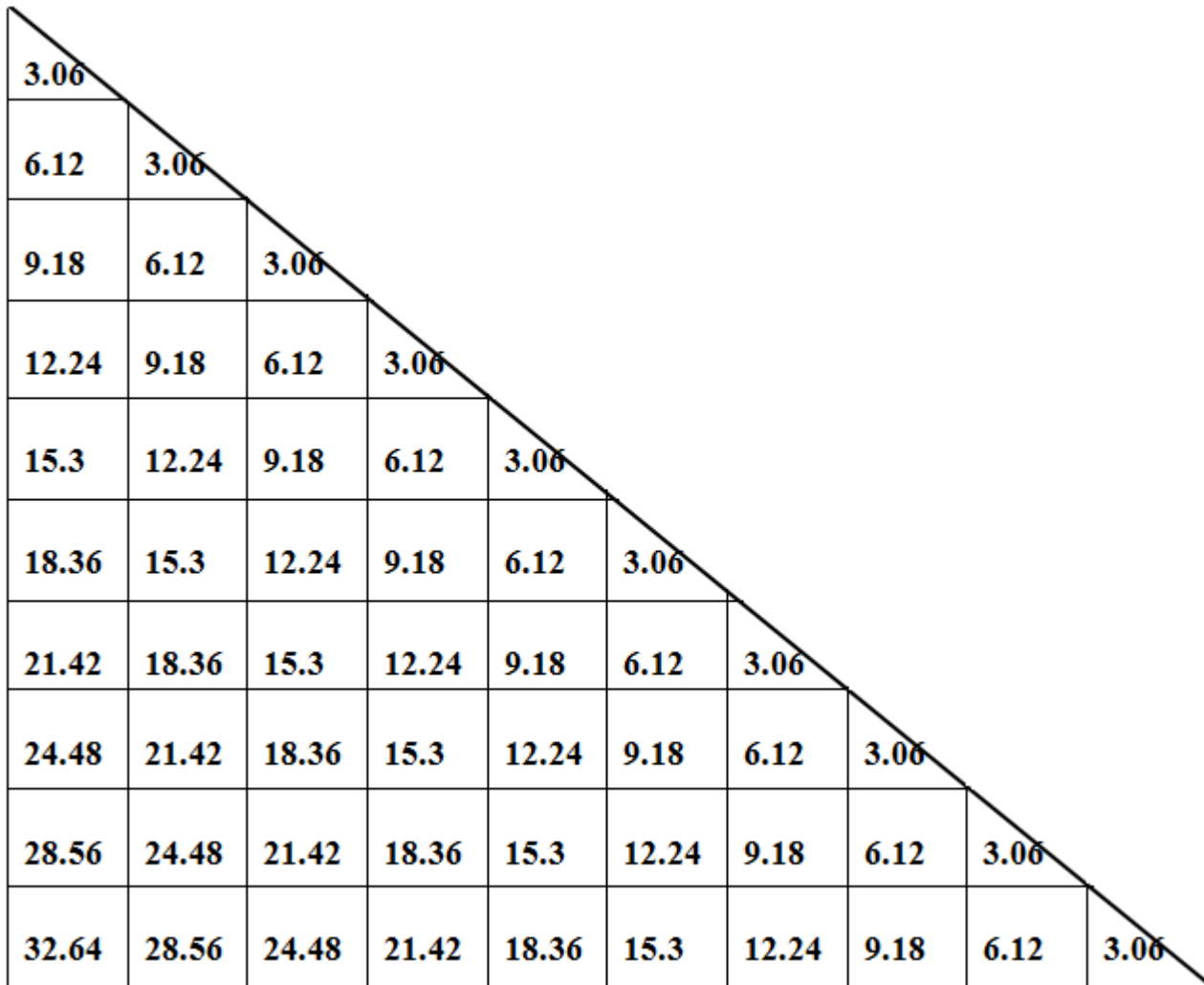


Figure IV.5: Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

| Niveaux | b_{i+1} | b_i | h_e | d_i | S_i | $d_i \cdot S_i$ | E.fi |
|---------|-----------|--------|-------|-------|--------|-----------------|---------|
| ET7 | 0 | 3,06 | 3,06 | 2,04 | 4,68 | 9,55 | 4022,19 |
| ET6 | 3,06 | 9,18 | 3,06 | 1,79 | 18,73 | 33,43 | 4012,64 |
| ET5 | 9,18 | 18,36 | 3,06 | 1,70 | 42,14 | 71,63 | 3979,21 |
| ET4 | 18,36 | 30,6 | 3,06 | 1,66 | 74,91 | 124,16 | 3907,58 |
| ET3 | 30,6 | 45,9 | 3,06 | 1,63 | 117,05 | 191,02 | 3783,42 |
| ET2 | 45,9 | 64,26 | 3,06 | 1,62 | 168,54 | 272,20 | 3592,4 |
| ET1 | 64,26 | 85,68 | 3,06 | 1,60 | 229,41 | 367,71 | 3320,2 |
| RDC | 85,68 | 110,16 | 3,06 | 1,59 | 299,64 | 477,54 | 2952,49 |
| E-SOL1 | 110,16 | 138,72 | 4,08 | 2,18 | 507,71 | 1140,25 | 2474,95 |
| E-SOL2 | 138,72 | 171,36 | 4,08 | 2,11 | 632,56 | 1334,70 | 1334,70 |

Tableau IV. 10 : section des aires et position du CDG.

3) Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$

- Pour les poteaux encastés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$

- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

| Niveau | he | Mn | Mn+1 | ΣK_{pot} | ΣK_{pout} | $E\theta_n$ | $E\psi_n$ | $E\Delta i$ | $\Sigma E\Delta i$ | EIF | I _{en} | ΣI_{en} |
|--------|------|-------|-------|------------------|-------------------|-------------|-----------|-------------|--------------------|---------|-----------------|-----------------|
| | | | | $\times 10^{-6}$ | $\times 10^{-6}$ | | | | | | | |
| ET7 | 3,06 | 3,06 | 0 | 3051,6 | 2370,03 | 53,79 | 110,46 | 338,01 | 16536,99 | 4022,19 | 0.24 | 3.13 |
| ET6 | 3,06 | 6,12 | 3,06 | 3051,6 | 2370,03 | 161,39 | 247,82 | 758,33 | 16198,98 | 4012,64 | 0.25 | 2.89 |
| ET5 | 3,06 | 9,18 | 6,12 | 3051,6 | 2370,03 | 268,98 | 385 ,18 | 1178,65 | 15440,65 | 3979,21 | 0.26 | 2.64 |
| ET4 | 3,06 | 12,24 | 9,18 | 5267,44 | 2386,07 | 374,04 | 380,66 | 1164,84 | 14262 | 3907,58 | 0.27 | 2.38 |
| ET3 | 3,06 | 15,3 | 12,24 | 5267,44 | 2386,07 | 480,92 | 482,51 | 1476,48 | 13097,16 | 3783,42 | 0.29 | 2.11 |
| ET2 | 3.06 | 18,36 | 15,3 | 5267,44 | 2386,07 | 587,79 | 584,35 | 1788,13 | 11620,68 | 3592,4 | 0.31 | 1.82 |
| ET1 | 3.06 | 21,42 | 18,36 | 8496,48 | 2402,33 | 689,96 | 555,06 | 1698,50 | 9832,55 | 3320,2 | 0.34 | 1.51 |
| RDC | 3.06 | 24,48 | 21,42 | 8496,48 | 2402,33 | 796,10 | 638,15 | 1952,74 | 8134,05 | 2952,49 | 0.36 | 1.17 |
| E-SOL1 | 4,08 | 28,56 | 24,48 | 9603,04 | 2418,83 | 913,66 | 704,67 | 2875,05 | 6181,31 | 2474,95 | 0.4 | 0.81 |
| E-SOL2 | 4,08 | 32,64 | 28,56 | 9603.04 | 2418,83 | 1054.22 | 810,35 | 3306,26 | 3306,26 | 1334,70 | 0.41 | 0.41 |
| | | | | | | | | | | | Moyenne | 1.89 |

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X)

| Niveau | he | Mn | Mn+1 | ΣK_{pot} $\times 10^{-6}$ | ΣK_{pout} $\times 10^{-6}$ | $E\theta_n$ | $E\psi_n$ | $E\Delta_i$ | $\Sigma E\Delta_i$ | EIF | len | Σlen |
|--------|------|-------|-------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------------|-----------|-------------|--------------------|---------|----------------|--------------|
| ET7 | 3,06 | 3,06 | 0 | 3051,6 | 887,93 | 143,59 | 155,35 | 475,40 | 32013,27 | 4022,19 | 0.13 | 1.53 |
| ET6 | 3,06 | 6,12 | 3,06 | 3051,6 | 887,93 | 430,78 | 382,51 | 1170,50 | 31537,87 | 4012,64 | 0.13 | 1.4 |
| ET5 | 3,06 | 9,18 | 6,12 | 3051,6 | 887,93 | 717,96 | 609,67 | 1865,59 | 30367,37 | 3979,21 | 0.13 | 1.27 |
| ET4 | 3,06 | 12,24 | 9,18 | 5267,44 | 892,89 | 999,56 | 693,42 | 2121,88 | 28501,77 | 3907,58 | 0.14 | 1.14 |
| ET3 | 3,06 | 15,3 | 12,24 | 5267,44 | 892,89 | 1285,15 | 884,63 | 2706,967 | 26379,90 | 3783,42 | 0.14 | 1 |
| ET2 | 3,06 | 18,36 | 15,3 | 5267,44 | 892,89 | 1570,74 | 1075,83 | 3292,05 | 23672,93 | 3592,4 | 0.15 | 0.86 |
| ET1 | 3,06 | 21,42 | 18,36 | 8496,48 | 897,91 | 1845,95 | 1133,06 | 3467,17 | 20380,88 | 3320,2 | 0.16 | 0.71 |
| RDC | 3,06 | 24,48 | 21,42 | 8496,48 | 897,91 | 2129,95 | 1305,07 | 3993,52 | 16913,71 | 2952,49 | 0.17 | 0.55 |
| E-SOL1 | 4,08 | 28,56 | 24,48 | 9603,04 | 903,01 | 2447,37 | 1471,52 | 6003,82 | 12920,19 | 2474,95 | 0.19 | 0.38 |
| E-SOL2 | 4,08 | 32,64 | 28,56 | 9603,04 | 903,01 | 2823,89 | 1695,19 | 6916,37 | 6916,37 | 1334,70 | 0.19 | 0.19 |
| | | | | | | | | | | | moyenne | 0,903 |

Tableau IV. 12 Inerties fictives des portiques dans le sens transversale (Y-Y)

Inerties moyennes des portiques:

| NIVEAU | 07 | 06 | 05 | 04 | 03 | 02 | 01 | RDC | E/sol1 | E/sol2 | Inertie |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|--------|---------|
| $I_{xx}(m^4)$ | 3,13 | 2,89 | 2,64 | 2,38 | 2,11 | 1,82 | 1,51 | 1,17 | 0,81 | 0,41 | 1.89 |

Tableau IV. 13 : Inertie moyennes sens longitudinale X-X.

| NIVEAU | 07 | 06 | 05 | 04 | 03 | 02 | 01 | RDC | E/sol1 | E/sol2 | Inertie |
|---------------|------|------|------|------|----|------|------|------|--------|--------|---------|
| $I_{yy}(m^4)$ | 1,53 | 1,40 | 1,27 | 1,14 | 1 | 0,86 | 0,71 | 0,55 | 0,38 | 0,19 | 0,903 |

Tableau IV. 14 : Inertie moyennes sens transversal Y-Y.

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X :

| | <i>Inerties (m⁴)</i> | <i>Pourcentage %</i> |
|---------------------------|---------------------------------|----------------------|
| <i>Portiques</i> | <i>1.89</i> | <i>27.43 %</i> |
| <i>Voiles</i> | <i>5</i> | <i>72.59 %</i> |
| <i>Voiles + Portiques</i> | <i>6.89</i> | <i>100 %</i> |

Tableau 15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans le sens (X-X)

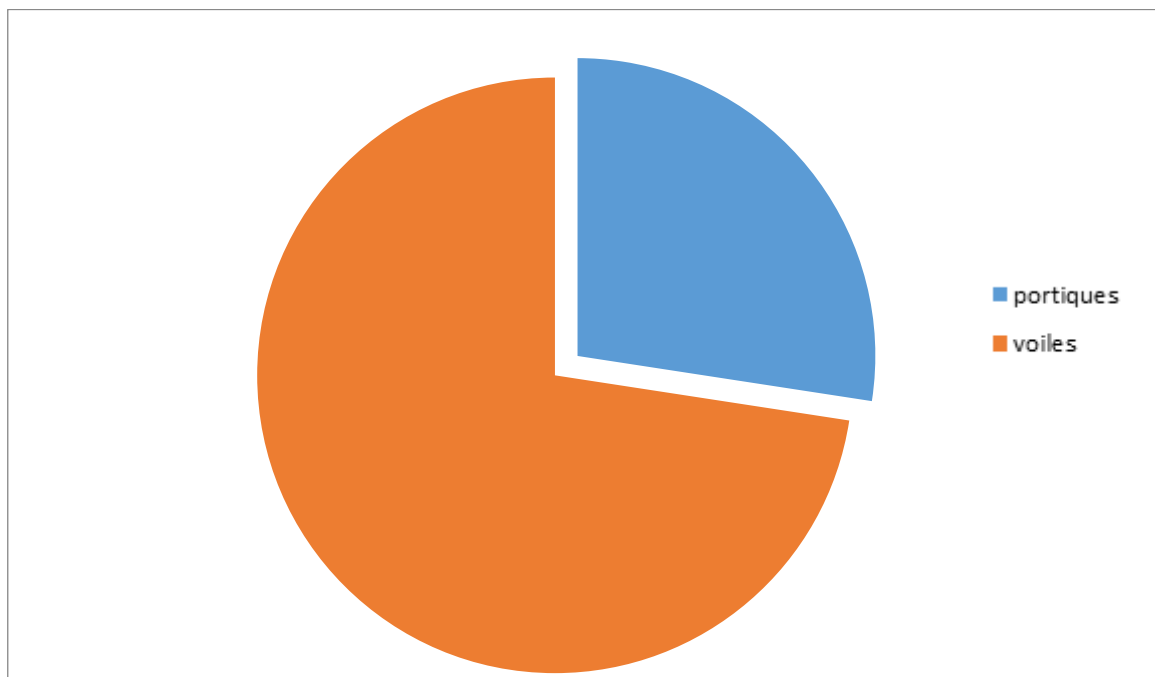


Figure IV.6 : Pourcentage des inerties sens X-X

Sens Y-Y :

| | <i>Inerties (m⁴)</i> | <i>Pourcentage %</i> |
|---------------------------|---------------------------------|----------------------|
| <i>Portiques</i> | <i>0,903</i> | <i>8.25</i> |
| <i>Voiles</i> | <i>10.049</i> | <i>91.75</i> |
| <i>Voiles + Portiques</i> | <i>10.952</i> | <i>100</i> |

Tableau 16 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans le sens (Y-Y).

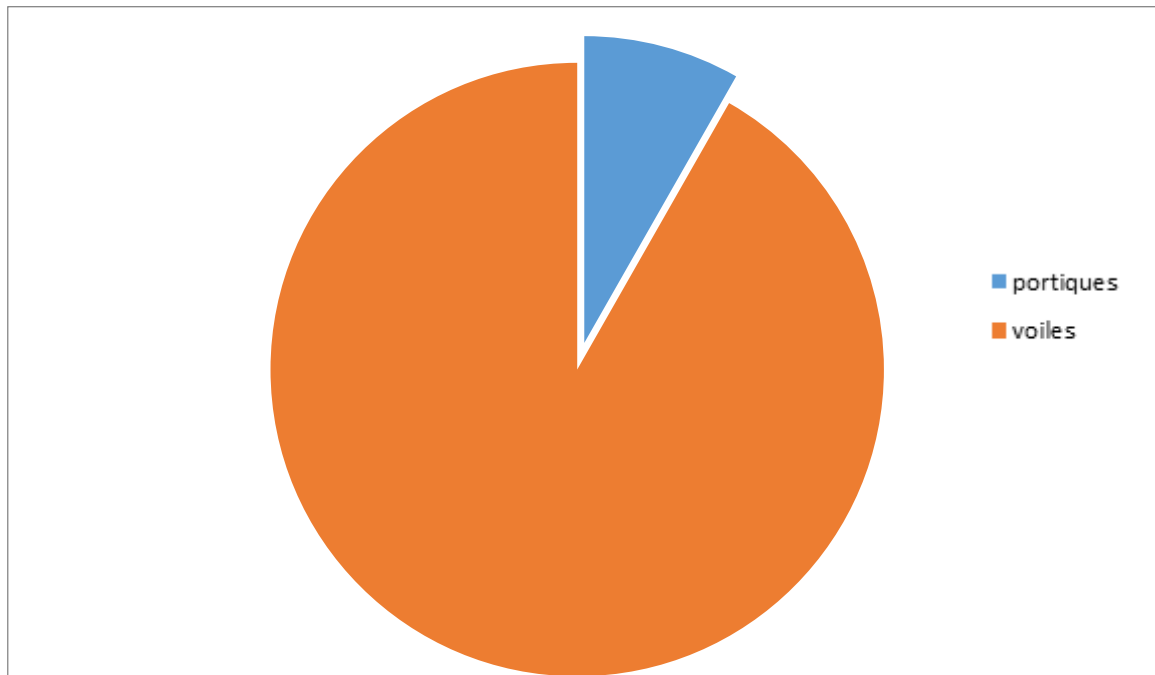


Figure IV.7 : Pourcentage des inerties sens Y-Y

Remarque :

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système de portiques contreventée par voiles.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «portiques contreventés par voiles », les recommandations suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et totalité des sollicitations dues charges horizontales.
- ❖ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de L'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

| Cat | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|----------|---|-------------|
| A | Béton armé | |
| 1a | Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide | 5 |
| 1b | Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide | 3,5 |
| 2 | Voiles porteurs | 3,5 |
| 3 | Noyau | 3,5 |
| 4a | Mixte portiques/voiles avec interaction | 5 |
| 4b | Portiques contreventés par des voiles | 4 |
| 5 | Console verticale à masses réparties | 2 |
| 6 | Pendule inverse | 2 |

Figure IV.8 : valeur du coefficient de comportement R

Conclusion:

On a adopté le système de contreventement suivant :

R= 3,5 voiles porteurs (Tableau 4.3.RPA99 révisé 2003).

chapitre

v

V. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

V.1. Description du logiciel ETABS :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Tridimensionnel analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des Bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : charge uniformément répartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteaux

Beam : poutres

V.2. Etapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+7 étages + 2 ente-sols) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers...).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.2.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

1) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure V.1 : choix de l'unité

2) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in X direction

Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Y direction

Le nombre d'étage → Number of stories.

La hauteur d'étage courant → typical story height.

La hauteur d'étage en bas → bottom story height.

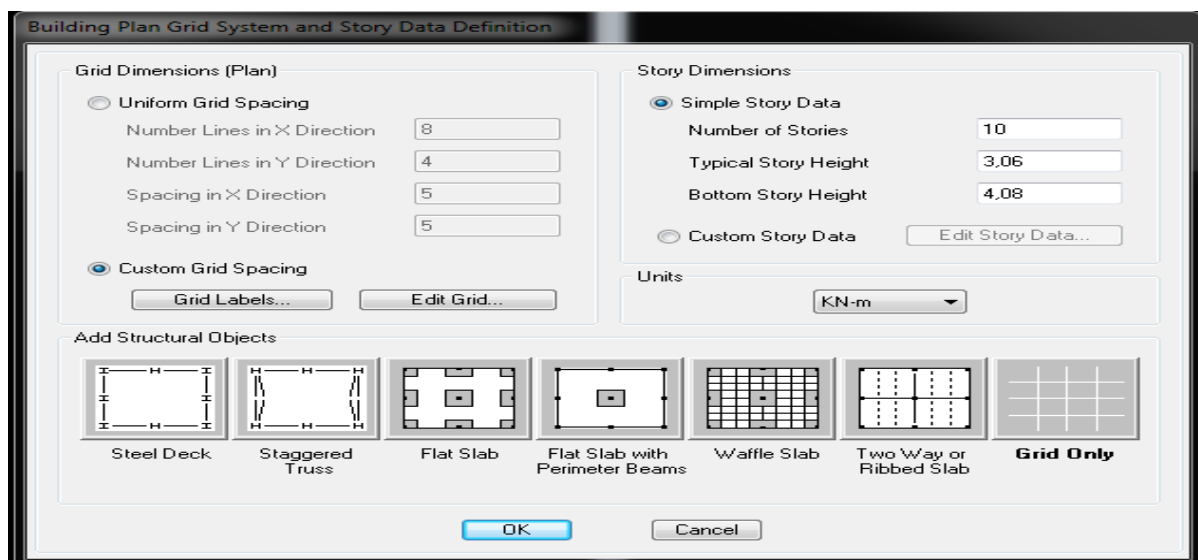


Figure V.2 : Géométrie de de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z. Y-Z.**

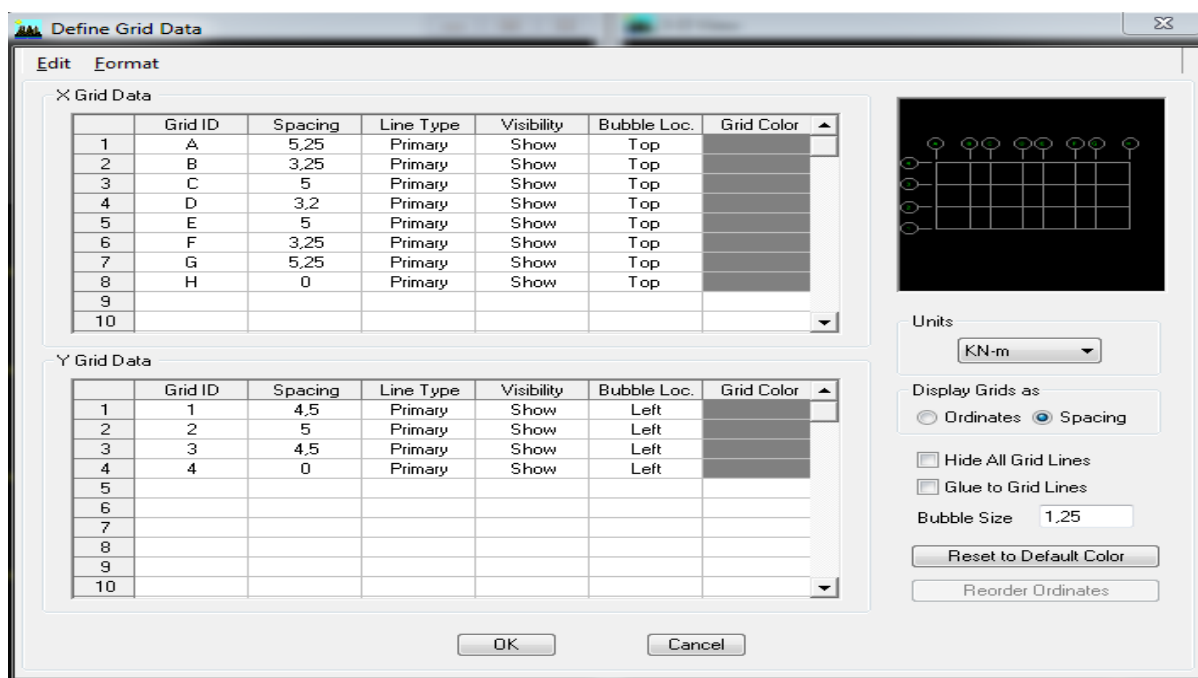


Figure V.3 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

V.2.3. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define Material property** ou bien 

On sélectionne le matériau **CONC.**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

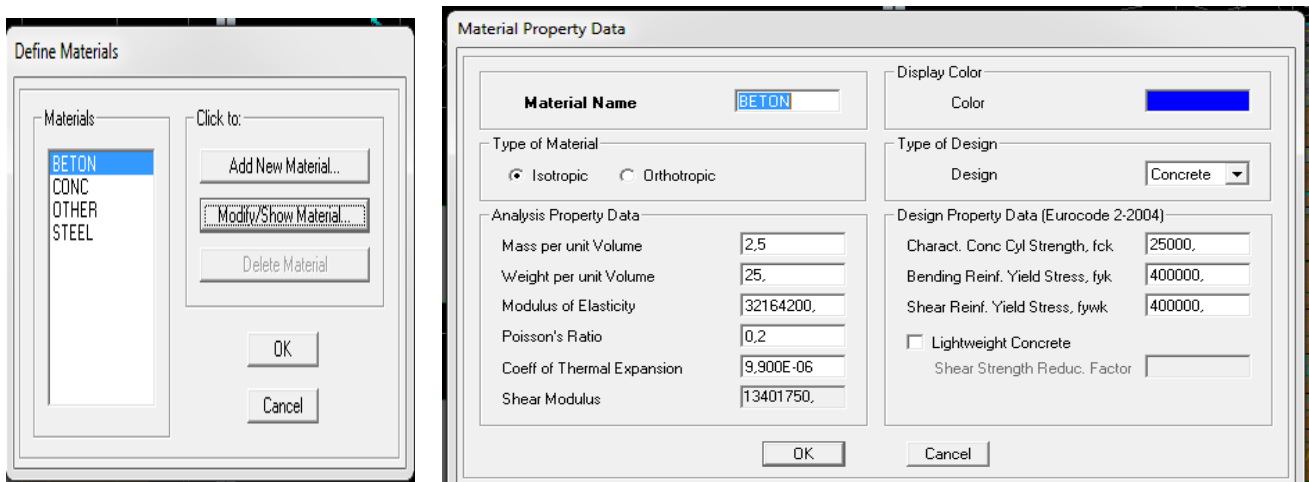


Figure V.4 : Introduction des propriétés mécaniques du béton

Leurs propriétés pour le calcul sont :

- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164195 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25\,000 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- Nuances des aciers FeE400 : $400\,000 \text{ KN} / \text{m}^2$.

VI.2.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

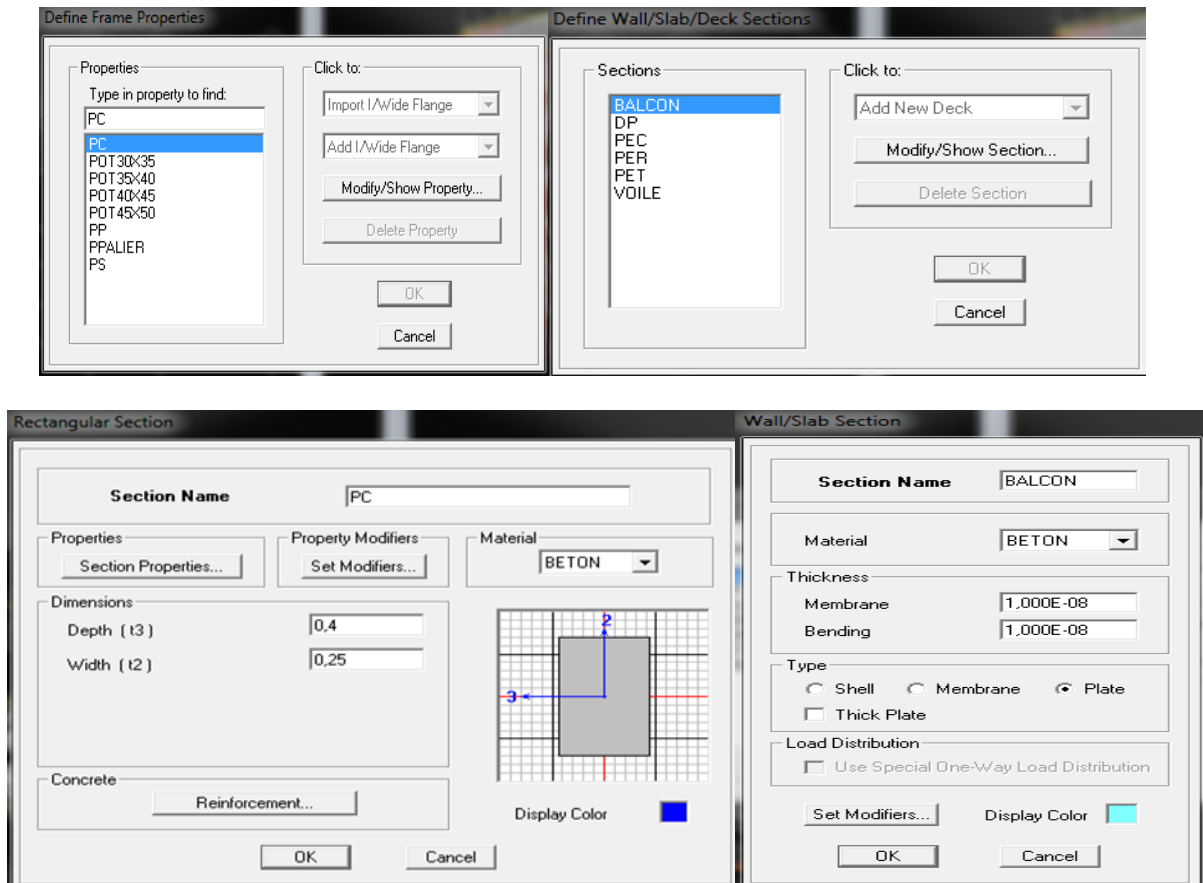




Figure V.5 : dimensionnement des éléments

• **Définition des différents éléments :**

• **Les éléments barres :**

Poteaux et poutres : Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

• **Les éléments plaques :**

Voiles, plancher et dalles pleines : On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

On clique sur **Add new wall/slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur

- **Poutres :**

Poutres principales (25 × 40)

Poutres secondaires (25×40)

- **Poteaux :**

(45×50) cm² pour le E/SOL1, E/SOL2.

(40×45) cm² pour le RDC, 1^{ème} étage.

(35×40) cm² pour le 2^{ème}, le 3^{ème}, le 4^{ème} étage.

(35×40) cm² pour le 5^{ème}, le 6^{ème}, le 7^{ème} étage.

- **Les Voiles :**

Pour les Voiles l'épaisseur est de 25 cm.

- **Les planchers :**

Dalle pleine : épaisseur de 15 cm.

Plancher à Corps creux : on utilisera des sections en T pour la modélisation des Poutrelles.

Avec une hauteur de 25cm (dalle de compression comprise).

V.2.4. Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (**G et Q**):

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation

Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**. 

- **Charges permanentes :**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation**

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**

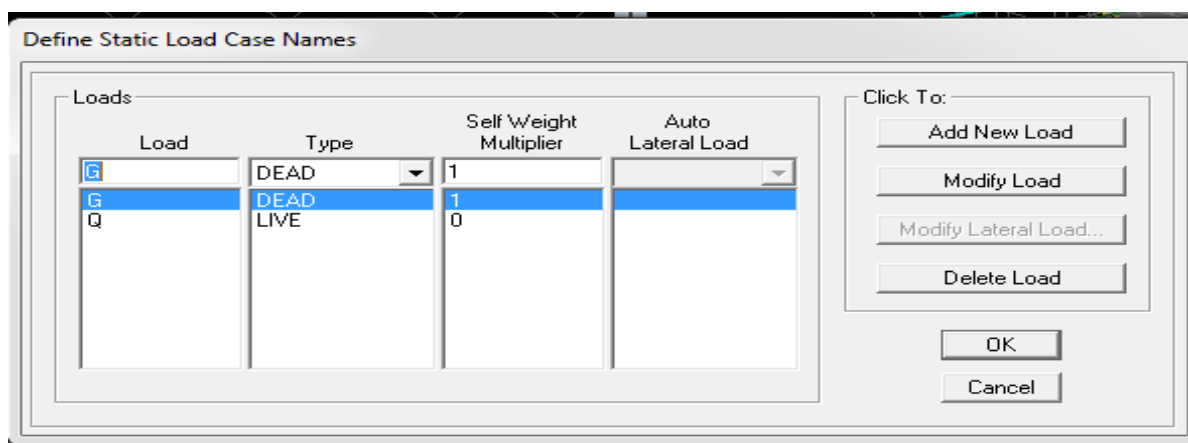



Figure V.6 : définition des charges G et Q

• **Chargement des poutres :**

Pour affectation des charges :

On sélectionne chaque poutre et en clique sur l'icône  ou bien

→ **Aissing** → **Frame line /load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

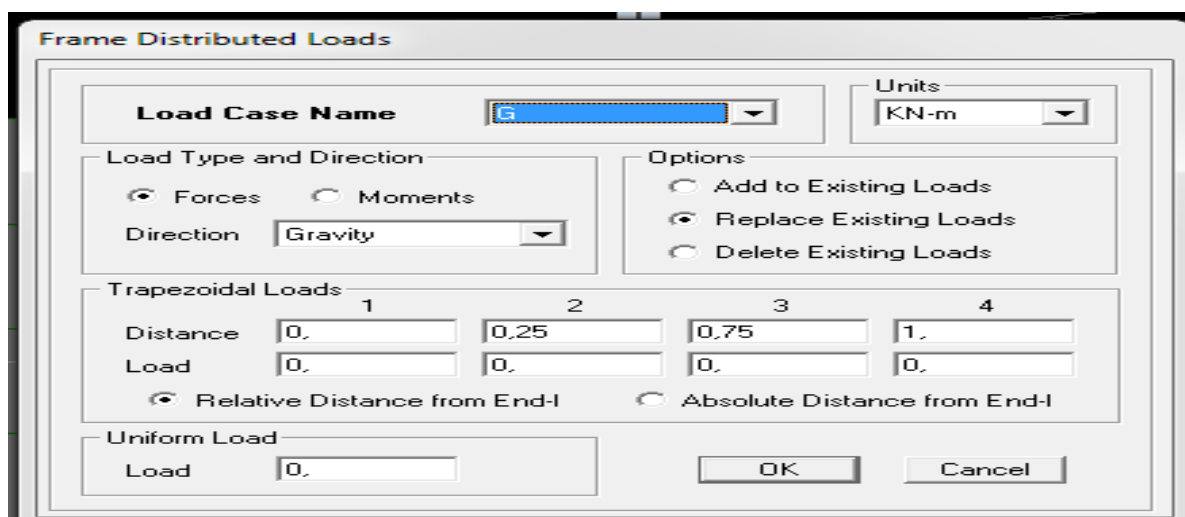


Figure V.7 : distribution des charges et surcharges

V.2.5. Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

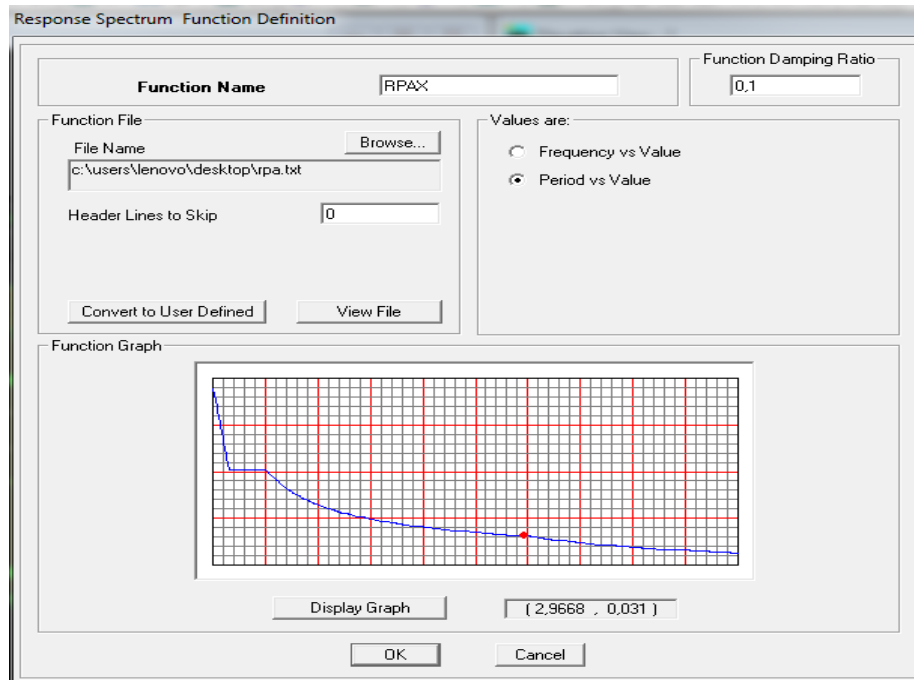


Figure V.8 : Spectre de réponse du RPA

V.2.6. Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur : **Define** → **Load combinations** ou bien cliquer sur l'icône 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add New Combo**, on aura à introduire les

- **Combinaisons aux états limites :**
ELU : $1.35G+1.5Q$.
ELS : $G+Q$.
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
GQE : $G+Q\pm E$.

08GE :0.8G±E.

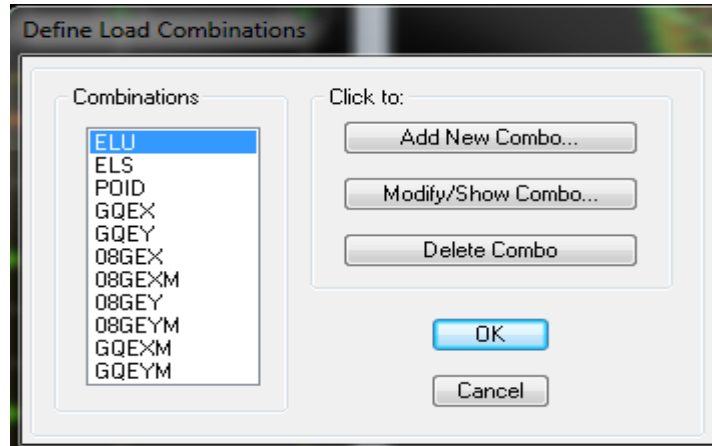



Figure V.9 : introduction des combinaisons

V.2.7. Septième étape : Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme : Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dans cette masse égale $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre:

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

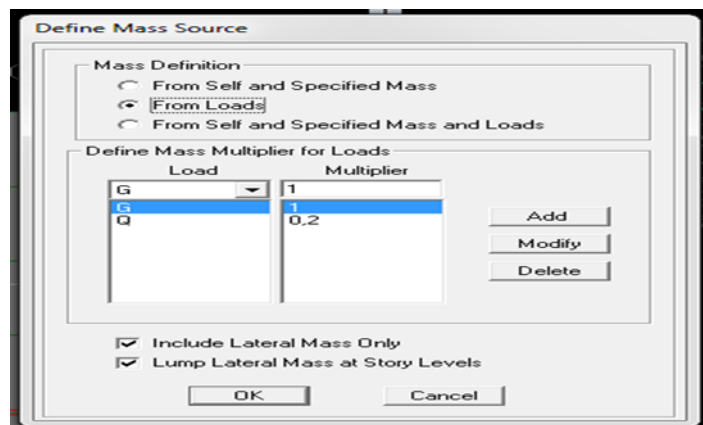


Figure V.10 : Introduction de la masse source

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (Mass –Source).

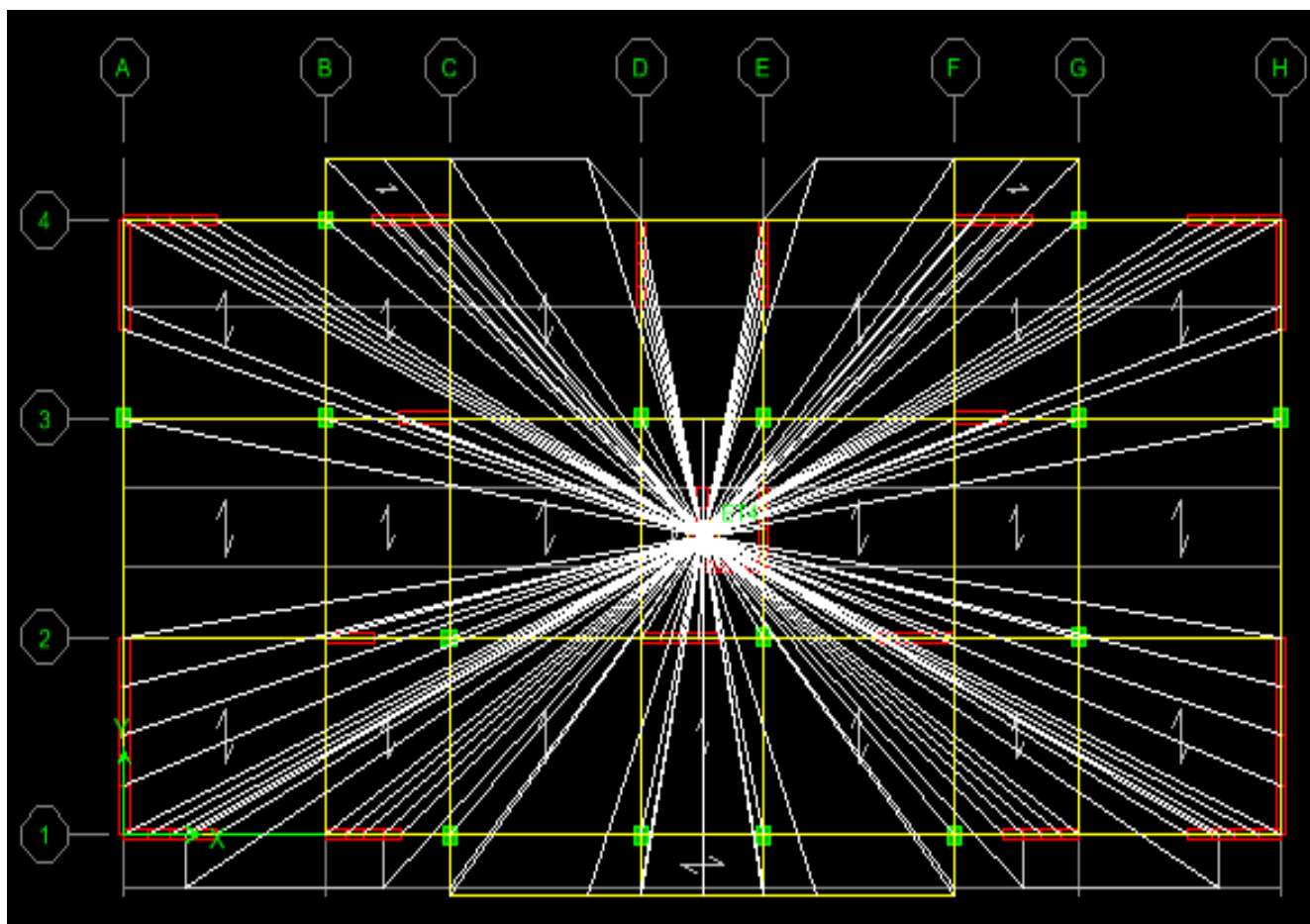


Figure V.11 : introduction du diaphragme

V.2.8. Huitième étape :

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la Structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

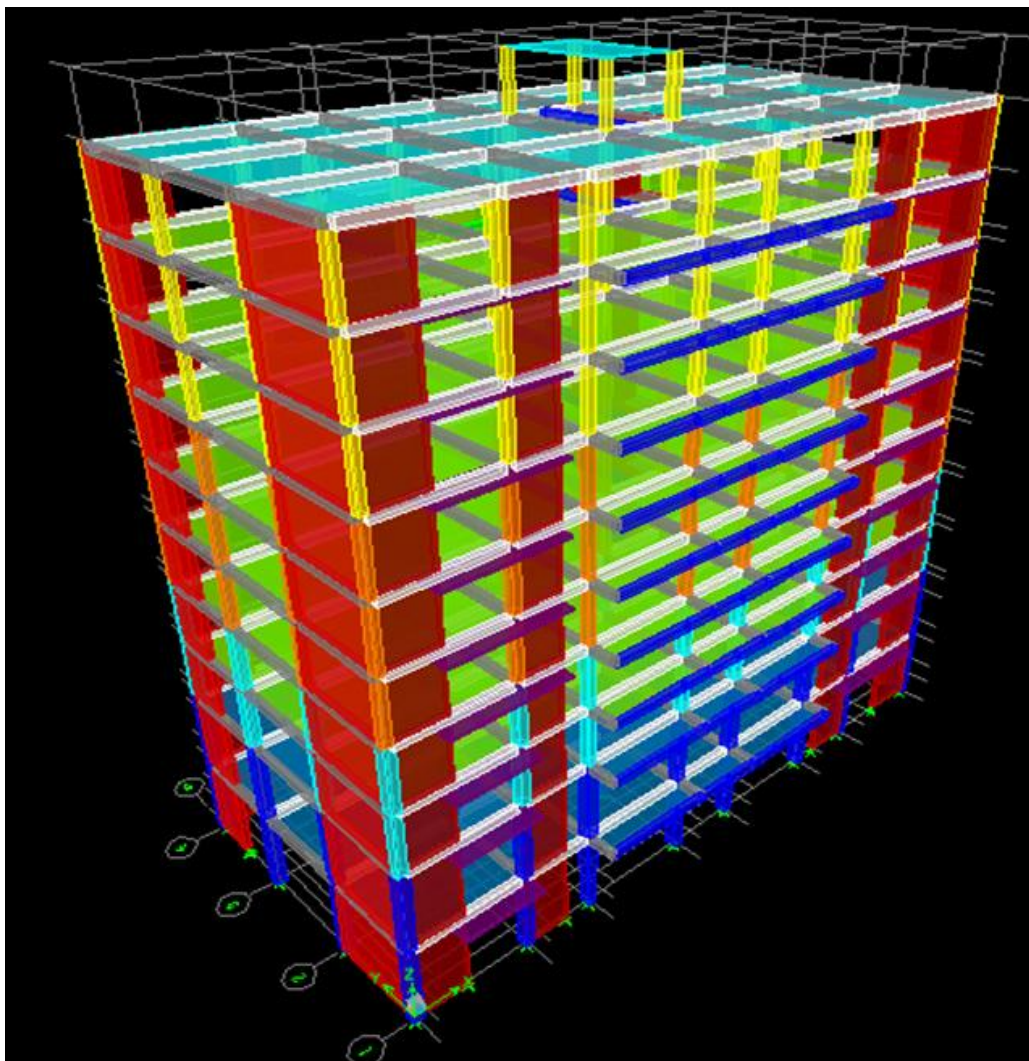


Figure V.12 : modèle considéré pour la modélisation de la structure

V.3. Choix de la méthode de calcul :

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées.

V.3.1. Méthode de calcul :

On distingue deux cas :

1) Calcul statique :

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).

2) Calcul dynamique :

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

❖ La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone II-a** : groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

❖ **Méthode d'Analyse Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

❖ **Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente.**

Présentation de l'ouvrage :

- ✓ Notre projet est un bâtiment en **(R+7+2entre-sol)**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ Bâtiment à usage multiples (habitation, commerces, bureautique, parking).
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.4. Vérifications selon les exigences du RPA :

V.4.1. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% de la masse totale de la structure. (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

| Mode | Period | UX | UY | RZ | SumUX | SumUY | SumRZ |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 0,922957 | 68,2734 | 4,6059 | 0,078 | 68,2734 | 4,6059 | 0,078 |
| 2 | 0,855365 | 4,6798 | 65,2256 | 1,0642 | 72,9532 | 69,8315 | 1,1421 |
| 3 | 0,609633 | 0,2284 | 0,7516 | 68,1849 | 73,1817 | 70,5831 | 69,327 |
| 4 | 0,241034 | 15,1712 | 0,0502 | 0,0443 | 88,3528 | 70,6333 | 69,3713 |
| 5 | 0,201693 | 0,0275 | 17,7019 | 0,016 | 88,3803 | 88,3352 | 69,3873 |
| 6 | 0,160308 | 0,2537 | 0,0008 | 0,0025 | 88,634 | 88,336 | 69,3897 |
| 7 | 0,143231 | 0 | 0,2302 | 0,0673 | 88,634 | 88,5662 | 69,457 |
| 8 | 0,141007 | 0,0014 | 0,0314 | 0,7787 | 88,6354 | 88,5976 | 70,2357 |
| 9 | 0,133146 | 0,1487 | 0,0295 | 18,23 | 88,7841 | 88,6271 | 88,4657 |
| 10 | 0,103547 | 5,0757 | 0,0037 | 0,0538 | 93,8598 | 88,6308 | 88,5195 |
| 11 | 0,084578 | 0,0016 | 5,5809 | 0 | 93,8614 | 94,2117 | 88,5195 |

Tableau V.1 : Pourcentage de la participation de la masse modale

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir du 11eme mode :

- Sens X-X : 93.8614 % > 90% → Condition vérifiée.
- Sens Y-Y : 95.2117 % > 90% → Condition vérifiée

Les 3 premiers modes sont vérifiés :

- Sens xx : 68.2734% une translation suivant x.
- -Sens yy : 65.2256 % une translation suivant y.
- Sens zz : 68.1849 % une rotation suivant z.

V.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.

- 1) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente (Art.4.1 RPA 99/V2003) :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone A** dépend de deux paramètres :

-Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1) → **A = 0,15**

-Zone sismique : **II-a**

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version 2003) en fonction du

Système de contreventement. Pour le cas de notre bâtiment, on a **R=3,5** voiles porteurs.

❖ **Calcul du poids total de la structure W_t :**

W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le (RPA 99 Version 2003).

$$M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$$

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i.

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β: Coefficient de pondération donné par le tableau (4.5 le RPA 99 version 2003)

β = 0.20 (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Poids total de la structure, donné par ETABS est : **W = 42498.71 KN.**

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

La nature du sol : Site 3 → **T2 = 0,5 s** (Site meuble).

❖ **Facteur de correction d'amortissement η :**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :

$$\xi = 8.5 \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0,81 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.81 \geq 0.7$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

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

$$h_n = 35.14\text{m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque :

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (35.14)^{3/4} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0,72 \text{ sec}}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ‘D’ est déterminée à partir du tableau suivant :

| | Condition sur T | Période choisie |
|----------------------|--|------------------------|
| 1 ^{er} cas | T analytique < T empirique | T = T empirique |
| 2 ^{ème} cas | T empirique < T analytique < 1,3 empirique | T = T analytique |
| 3 ^{ème} cas | 1,3 T empirique < T analytique | T = 1,3 T empirique |

$$\text{Donc } T = 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0.93 \text{ s}} \rightarrow T_2 = 0.50 \leq T = 0.93 \text{ S} \leq 3 \text{ S}$$

$$\text{Alors : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.82 \left(\frac{0,5}{0,93} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \quad \mathbf{D = 1,35}$$

❖ **Facteur de qualité :**

Selon le **RPA 99/modifié 2003** D’après le Tableau 4.4

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 : $\mathbf{Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq}$

CHAPITRE V: Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

| Critère q » | Pénalité P_q sens x-x | Pénalité P_q sens y-y |
|---|-------------------------|-------------------------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| Redondance en plan | 0 | 0 |
| Régularité en plan | 0 | 0 |
| Régularité en élévation | 0,05 | 0,05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0 |
| $Q = 1 + 0,05 = 1,05$ | | |

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités dans les deux sens

On aura ainsi la force sismique à la base :

| MSE (RPA 99 V/ 2003) | Sens X | | Sens-Y | |
|-------------------------|---------|----------|---------|----------|
| Coefficient | A | 0,15 | A | 0,15 |
| | D | 1,35 | D | 1,35 |
| | Q | 1,05 | Q | 1,05 |
| | W | 42498.71 | W | 42498.71 |
| | R | 3.5 | R | 3.5 |
| Forces sismiques V (Kn) | 2581.79 | | 2581.79 | |

Tableau V.3 : force sismique

Après étude de contreventement nous avons : **R=3.5**

- **Sens longitudinal x-x :**

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = 2581.79 \text{ KN.}$$

Sens transversal y-y :

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = 2581.79 \text{ KN.}$$

❖ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :

$$V_x = 2197.66 \text{ KN}$$

$$V_y = 2245.54 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

| | V_{MSE} (KN) | $0.8V_{MSE}$ (KN) | V_{ETABS} (KN) | $V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$ |
|------------|----------------|-------------------|------------------|---------------------------|
| Sens (x-x) | 2581.79 | 2065.43 | 2197.66 | Condition vérifiée |
| Sens (y-y) | 2581.79 | 2065.43 | 2245.54 | Condition vérifiée |

Tableau V.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques

VI.4.3. Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

- 1) **Le déplacement horizontal** à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

2) Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Avec :

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : hauteur de l'étage courant

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x et E_y :

| Story | δ_{ekx} | $\delta_{kx} = R \delta_{ek}$ | $\Delta_{kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$ | δ_{eky} | $\delta_{ky} = R \delta_{ek}$ | $\Delta_{ky} = \delta_k - \delta_{k-1}$ | he (m) | 0,01 x he | $\Delta_k \leq 0.01 \text{ he}$ |
|--------|----------------|-------------------------------|---|----------------|-------------------------------|---|--------|-----------|---------------------------------|
| TE1 | 0,0215 | 0,075 | 0,004 | 0,0197 | 0,068 | 0,002 | 2,5 | 0,025 | CV |
| TE | 0,0203 | 0,071 | 0,007 | 0,0189 | 0,066 | 0,008 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET6 | 0,0183 | 0,064 | 0,007 | 0,0168 | 0,058 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET5 | 0,0163 | 0,057 | 0,008 | 0,0147 | 0,051 | 0,008 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET4 | 0,0141 | 0,049 | 0,008 | 0,0125 | 0,043 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET3 | 0,0119 | 0,041 | 0,008 | 0,0103 | 0,036 | 0,008 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET2 | 0,0096 | 0,033 | 0,008 | 0,0081 | 0,028 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| ET1 | 0,0073 | 0,025 | 0,008 | 0,006 | 0,021 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| RDC | 0,0051 | 0,017 | 0,007 | 0,0041 | 0,014 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | CV |
| E/SOL2 | 0,0031 | 0,01 | 0,006 | 0,0024 | 0,008 | 0,006 | 4,08 | 0,0408 | CV |
| ESOL1 | 0,0009 | 0,0031 | 0,0031 | 0,0007 | 0,002 | 0,002 | 4,08 | 0,0408 | CV |

Tableau V.5 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

❖ **Déplacements maximum :**

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{H}{500}$$

Avec :

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

- **Suivant EX :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.0215 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = \frac{35.14}{500} = 0.07028 \text{ m.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant EY :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.0197 \text{ m.} \leq \frac{H}{500} = \frac{35.14}{500} = 0.07028 \text{ m.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003) :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$.

- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| caractéristiques des niveaux | | | sens x-x | | | sens y-y | | |
|------------------------------|----------|------|------------|---------|------------|------------|---------|------------|
| NIVEAU | Pk (KN) | hk | Δk | Vk | Θ_x | Δk | Vk | Θ_y |
| TERRASSE | 120,33 | 2,5 | 0,004 | 19,11 | 0,01 | 0,002 | 19,86 | 0,004 |
| TERRASSE | 4189,07 | 3,06 | 0,007 | 457,53 | 0,02 | 0,008 | 484 | 0,022 |
| ET7 | 8304,88 | 3,06 | 0,007 | 818,11 | 0,023 | 0,007 | 859,99 | 0,022 |
| ET6 | 12420,69 | 3,06 | 0,008 | 1107,73 | 0,029 | 0,008 | 1150,73 | 0,028 |
| ET5 | 16576,66 | 3,06 | 0,008 | 1350,85 | 0,032 | 0,007 | 1392,67 | 0,027 |
| ET4 | 20732,63 | 3,06 | 0,008 | 1560,4 | 0,034 | 0,008 | 1600,62 | 0,033 |
| ET3 | 24888,6 | 3,06 | 0,008 | 1741,59 | 0,037 | 0,007 | 1779,62 | 0,031 |
| ET2 | 29090,47 | 3,06 | 0,008 | 1897,44 | 0,04 | 0,007 | 1933,2 | 0,034 |
| ET1 | 33292,34 | 3,06 | 0,007 | 2027,44 | 0,037 | 0,006 | 2063,11 | 0,031 |
| E/SOL2 | 37893,13 | 4,08 | 0,006 | 2133,93 | 0,026 | 0,006 | 2174,18 | 0,025 |
| E/SOL1 | 42498,71 | 4,08 | 0,0031 | 2197,66 | 0,014 | 0,002 | 2245,54 | 0,009 |

Tableau V.5 : Récapitulatif de l'effet P- Δ

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

chapitre VI

VI. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle 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 genre de sollicitations.

VI.1. Poutres :

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur calcul se fera en flexion simple sous un effort tranchant qui permet de déterminer les armatures transversales et un moment fléchissant qui permet de calculer les armatures longitudinales considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Après détermination des sollicitations (N, T, M) on procède au ferrailage qui se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par (**le RPA 99 version 2003 et le B.A.E.L 91/99**) :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

VI.1.1.Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

❖ **Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

| Section [cm ²] | 0.5%bh [cm ²] | 4% bh [cm ²] | 6% bh [cm ²] |
|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Poutre principale (25x40) | 5,625 | 45 | 67,5 |
| Poutre secondaire (25x40) | 5,625 | 45 | 67,5 |
| Poutre de chaînage (25x40) | 5,625 | 45 | 67,5 |
| Poutre palière (20x30) | 3 | 24 | 36 |

Tableau VI.1.1: Recommandations du RPA.

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi \right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

I) Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas :

- Si $\mu < \mu_l = 0,392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

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

- Si $\mu > \mu_l = 0,392$: Section doublement armée (SDA)

Les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

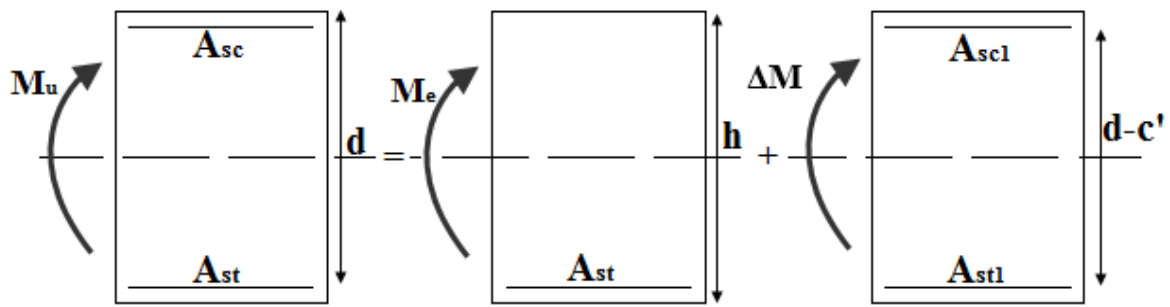


Figure VI.1.1: section doublement armée.

❖ Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

| | Localisation | Moments (KN.m) | μ | Obs | β | A_{cal} [cm ²] | A_{min} [cm ²] | Ferrailage | A_{ad} [cm ²] |
|--------------------|--------------|----------------|--------|-----|---------|------------------------------|------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Poutre Principale | Travée | 70,056 | 0,1403 | SSA | 0,924 | 5,810 | 2,1875 | 3HA14+2 HA12 | 6,88 |
| | Appuis | 120,574 | 0,2415 | SSA | 0,859 | 10,614 | 2,1875 | 3HA14+4HA14 | 10,77 |
| Poutre Secondaire | Travée | 44,295 | 0,0887 | SSA | 0,954 | 3,558 | 2,1875 | 3 HA14 | 4,62 |
| | Appuis | 80,735 | 0,1617 | SSA | 0,911 | 6,791 | 2,1875 | 3 HA14+2 HA12 | 6,88 |
| Poutre de Chainage | Travée | 10,79 | 0,022 | SSA | 0,989 | 0,85 | 1,5 | 3 HA12 | 3,39 |
| | Appuis | 4,28 | 0,008 | SSA | 0,996 | 0,33 | 1,5 | 3 HA12 | 3,39 |
| Poutre Palière | Travée | 10,971 | 0,0511 | SSA | 0,974 | 0,996 | 1,5 | 3 HA12 | 3,39 |
| | Appuis | 11,612 | 0,054 | SSA | 0,972 | 1,056 | 1,5 | 3 HA12 | 3,39 |

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres a l'ELU

2) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

❖ Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

| Section [cm ²] | zone | BEAL | | | RPA | | Section Adepté | | | |
|------------------------------|----------|-----------|-------|-----------------------------------|-------|--------------------|----------------|-----------------------------------|------------|----------------------|
| | | ϕ Cm | St Cm | At _{Min} Cm ² | St Cm | At Cm ² | ϕ mm | St _{Min} Cm ² | Ferrailage | Aadp Cm ² |
| Poutre principale (25×40) | nodale | 0,8 | 25 | 0,625 | 7 | 0,525 | 8 | 7 | 4 HA8 | 2,01 |
| | Courante | | | | 15 | 1,125 | | 15 | 4 HA8 | 2,01 |
| Poutre secondaire (25×40) | nodale | 0,8 | 25 | 0,625 | 7 | 0,525 | 8 | 7 | 4 HA8 | 2,01 |
| | Courante | | | | 15 | 1,125 | | 15 | 4 HA8 | 2,01 |
| Poutre de chaînage (25×40) | nodale | 0,8 | 25 | 0,5 | 7 | 0,42 | 8 | 7 | 4 HA8 | 2,01 |
| | Courante | | | | 15 | 0,9 | | 15 | 4 HA8 | 2,01 |
| Poutre palière (20×30) | nodale | 0,8 | 25 | 0,5 | 7 | 0,42 | 8 | 7 | 4 HA8 | 2,01 |
| | Courante | | | | 15 | 0,9 | | 15 | 4 HA8 | 2,01 |

Tableau VI.1.3 : Ferrailage d'armatures transversales

❖ Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

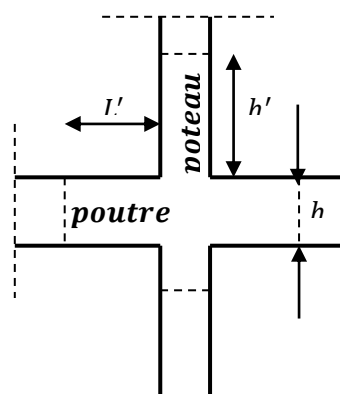


Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale

On aura :

- $h' = \max (61,33; 25; 40; 60 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$.
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0.4Ls

$$L_c = 18 \text{ cm}$$

VI.1.2. Vérification à l'ELU :

1) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

❖ **Calcul de la section minimale.**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

| | Localisation | A_{st}^{min} | A_{Adopte} | Observation |
|--------------------|--------------|----------------|--------------|--------------------|
| Poutre Principale | Travée | 1,07 | 6,88 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 1,07 | 10,65 | Condition vérifiée |
| Poutre Secondaire | Travée | 1,07 | 4,62 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 1,07 | 6,88 | Condition vérifiée |
| Poutre de Chainage | Travée | 1,07 | 3,39 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 1,07 | 3,39 | Condition vérifiée |
| Poutre Palière | Travée | 0,72 | 3,39 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 0,72 | 3,39 | Condition vérifiée |

Tableau VI.1.4: Vérification condition de non fragilité

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

| Poutres | Effort tranchant (KN) | b (cm) | d (cm) | τ_u (MPa) | τ_u (MPa) | Observation |
|----------------------------|-----------------------|--------|--------|----------------|----------------|--------------------|
| Poutre principale (25X40) | 134,04 | 25 | 37,5 | 1,430 | 2,5 | Condition vérifiée |
| Poutre secondaire (25X40) | 74,4 | 25 | 37,5 | 0,794 | 2,5 | Condition vérifiée |
| Poutre de chaînage (25X40) | 9,87 | 25 | 37,5 | 0,105 | 2,5 | Condition vérifiée |
| Poutre palière (20X30) | 9,44 | 20 | 27,5 | 0,172 | 2,5 | Condition vérifiée |

Tableau VI.1.5: Vérification aux cisaillements.

3) Influence de l'effort tranchant.

❖ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On vérifie :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

| Poutres | b (cm) | d (cm) | f _{c28} (MPa) | γ _b | Effort tranchant (KN) | T (KN) | Observation |
|----------------------------|-----------|-----------|---------------------------|----------------|--------------------------|--------|--------------------|
| Poutre principale (25x40) | 25 | 37,5 | 25 | 1,5 | 134,04 | 562,5 | Condition vérifiée |
| Poutre secondaire (25x40) | 25 | 37,5 | 25 | 1,5 | 74,4 | 562,5 | Condition vérifiée |
| Poutre de chaînage (25x40) | 25 | 37,5 | 25 | 1,5 | 9,87 | 562,5 | Condition vérifiée |
| Poutre palière (20x30) | 20 | 27,5 | 25 | 1,5 | 9,44 | 330 | Condition vérifiée |

Tableau VI.1.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton

❖ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$

on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer

un moment égal à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

| Poutres | T _u ^{max} (KN) | M _u ^{max} (KN.m) | d (cm) | 0,9 × d | T _u - $\frac{M_u}{0,9d}$ (KN) | Observation |
|-------------------------------|---------------------------------------|---|-----------|---------|---|--------------------|
| Poutre principale (25x40) | 134,04 | 120,574 | 37,5 | 33,75 | -223,216 | Condition vérifiée |
| Poutre secondaire (25x40) | 74,4 | 80,735 | 37,5 | 33,75 | -164,815 | Condition vérifiée |
| Poutre de chaînage (25x40) | 9,87 | 4,28 | 37,5 | 33,75 | -45,55 | Condition vérifiée |
| Poutre palière (20x30) | 9,44 | 11,612 | 27,5 | 24,75 | -37,477 | Condition vérifiée |

Tableau VI.1.7: Influence de l'effort tranchant sur l'acier

4) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

Ψ_s : Coefficient scellement Ψ_s : HA= 1,5

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

| <i>Poutres</i> | <i>Ferraillage</i> | <i>Tu</i> | <i>d</i> | $\sum u(\text{mm})$ | $\tau_{se}(\text{MPa})$ | $\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$ | <i>Observation</i> |
|---------------------------------------|--------------------|-----------|----------|---------------------|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| <i>Poutre principale (25x40)</i> | 3HA12+3HA14 | 134,04 | 37,5 | 244,92 | 1,62 | 3,15 | <i>Condition vérifiée</i> |
| <i>Poutre secondaire (25x40)</i> | 3 HA14+2 HA12 | 74,4 | 37,5 | 207,24 | 1,06 | 3,15 | <i>Condition vérifiée</i> |
| <i>Poutre de chaînage (20x30)</i> | 3 HA12 | 9,87 | 37,5 | 113,04 | 0,26 | 3,15 | <i>Condition vérifiée</i> |
| <i>Poutre palière (20x30)</i> | 3 HA12 | 9,44 | 27,5 | 113,04 | 0,34 | 3,15 | <i>Condition vérifiée</i> |

Tableau VI.1.8: Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

VI.1.3. Vérification à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

| | Localisation | M_s^{max} [kN.m] | A_{adop} [cm ²] | ρ_1 | β_1 | σ_{st} | k_1 | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|---------------------------|---------------|-----------------------|----------------------------------|----------|-----------|---------------|-------|---------------|---------------------|--------------------|
| Poutre Principale | Travée | 50,729 | 6,88 | 0,853 | 0,869 | 226,26 | 23,17 | 9,77 | 15 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 87,371 | 10,65 | 1,321 | 0,846 | 258,59 | 17,47 | 14,80 | 15 | Condition vérifiée |
| Poutre Secondaire | Travée | 28,723 | 4,62 | 0,573 | 0,888 | 186,70 | 29,64 | 6,30 | 15 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 55,677 | 6,88 | 0,853 | 0,869 | 248,33 | 23,17 | 10,72 | 15 | Condition vérifiée |
| Poutre de Chainage | Travée | 7,93 | 6,78 | 1,222 | 0,85 | 178,34 | 18,33 | 9,73 | 15 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 3,154 | 6,78 | 1,222 | 0,85 | 215,73 | 18,33 | 11,77 | 15 | Condition vérifiée |
| Poutre Palière | Travée | 1,725 | 3,39 | 0,611 | 0,884 | 15,35 | 28,1 | 0,55 | 15 | Condition vérifiée |
| | Appuis | 4,626 | 3,39 | 0,611 | 0,884 | 41,16 | 28,1 | 1,46 | 15 | Condition vérifiée |

Tableau VI.1.9: Vérification à l'ELS

VI.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composé.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

| Situation | γ_b | γ_s | θ | f_{c28} | f_{bu} | F_e (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 |

Tableau VI.2.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

Les calculs se font 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 l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal

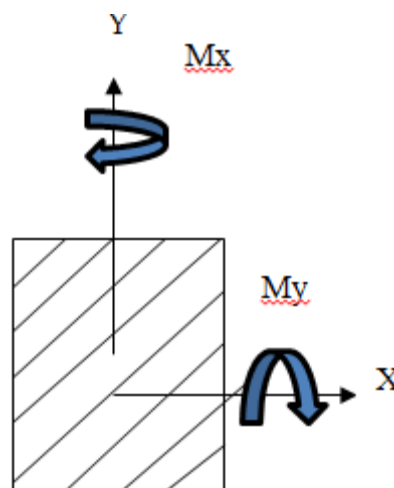


Figure VI .2.1 : les moments dans les poteaux

- **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l}
 - \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q \\
 - \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q
 \end{array} \right\} \quad \text{BAEL 91}$$

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

| | | | |
|-------------------|----------|---|--------------------------------------|
| - G + Q ± E | RPA 2003 | } | RPA99/ Version 2003 (Art 5.2) |
| - 0,8G ± E | RPA 2003 | | |

VI.1.1.Recommandation du RPA 2003:

❖ **Armatures longitudinales : RPA 2003 art (7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø (zone IIa)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser **25 cm en zone IIa**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de **0,8% en zone IIa**
- Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante
6% en zone de recouvrement

| Section des poteaux (cm ²) | Pourcentage minimal A _{min} =0.8% b × h (cm ²) | Pourcentage maximal (cm ²) | |
|--|---|--|---|
| | | Zone de recouvrement A _{max} =6% b × h | Zone courante A _{max} =4% b × h |
| (45× 50) | 18 | 135 | 90 |
| (40× 45) | 14,4 | 108 | 72 |
| (35×40) | 11,2 | 84 | 56 |
| (30×35) | 8,4 | 63 | 42 |

Tableau VI.2.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

❖ **Armatures transversales:**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.1)**

⊗ les déformations transversales du béton

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u: Effort tranchant de calcul.

h_t: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

⊗ Élançement géométrique de poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec :

a et **b**: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f: Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

L₀: Longueur libre du poteau.

S_t: Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale: $S_t \leq \{15\text{cm}; 10\phi_{\text{min}}\}$ en zone IIa.
- Dans la zone courante: $S_t \leq \{15\phi_{\text{min}}\}$ en zone IIa

∅: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10∅ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (∅ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

⊗ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

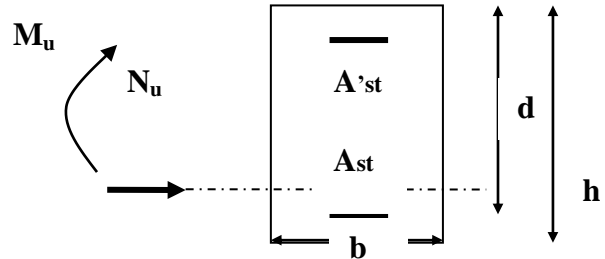
VI.1.2. Calcul du ferrailage à L'ELU :

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée:

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

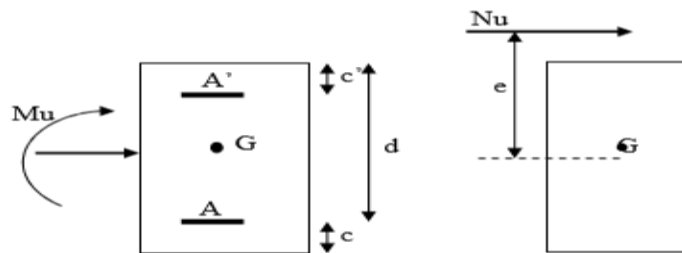


Figure VI .2.2: section partiellement comprimée (S.P.C)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

- Si $\mu < \mu_l = 0.392$ → la section est simplement armée (SSA)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{sc} = 0$$

D’où la section réelle est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u: \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u: \text{Effort de traction.}$$

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \left(\frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \right)$

- Si $\mu > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

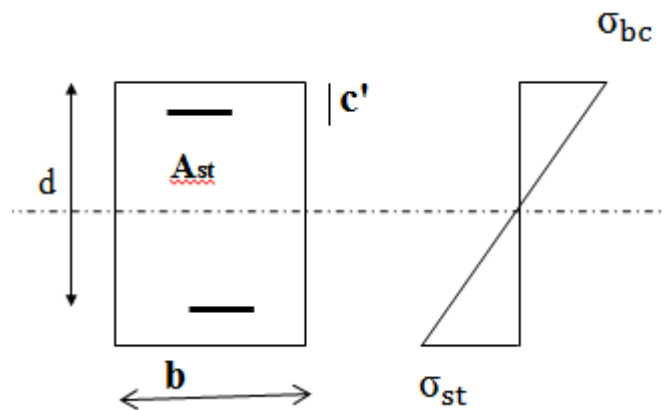


Figure VI .2.3: section d’un poteau

la section d’acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d’armature est :

$$A'_{st} = A' ; \quad A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l’une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

e_u : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N_u : Effort de traction.

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

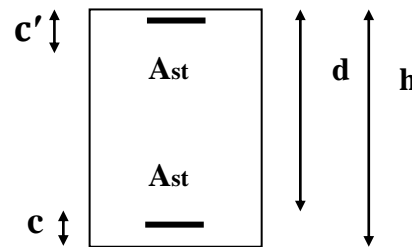
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

- **Si:** $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$ $\rightarrow A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \times M_u}{100 \times b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$



2^{ème} Cas: S.D.A (Section Doublement Armée) :

- **Si:** $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - \frac{h}{2}) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}} , A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

- **Si:** $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A_{st} = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$\begin{cases} A'_{st} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A'_{st} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

Exemple de calcul manuel :

Pour le Poteaux 45x50:

$$N = 2005,58 \text{ KN} \quad M = 13,319 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,00664 < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$e = 0.22$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 13,319 + 2005,58 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.03\right)$$

$$M_f = 454,55 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ère condition :

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu}$$

$$d = h - c = 0.5 - 0.03$$

$$d = 0.47 \text{ m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 2005,58 \times (0,47 - 0,03) - 454,55 = 427,91 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu} = 460,72 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st} :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{460,72 \times 10^6}{450 \times (470)^2 \times 14,2} = 0,326$$

$$\mu_f = 0,326 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_f = 0,326 \rightarrow \beta = 0,795$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{460,72 \times 10^5}{0,795 \times 47 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_f = 35,42 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 35,42 - \frac{2005,58 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 35,42 - 57,63$$

$$A_{st} = -22,21 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale recommandée par le **RPA2003** : $A_{min} = 18 \text{ cm}^2$

Donc :

$$A_s = 4HA20 + 4HA16 = 20,60 \text{ cm}^2$$

❖ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | Poteau x | Effort Normal (KN) | Moment (KN.m) | Situation | Nature | A_{Inf} cm^2 | A_{Sup} cm^2 | A_{minC} m^2 | Ferrail lage | A_{ad} cm^2 |
|-------------------------------------|-------------|--------------------------|------------------|-----------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|--------------------|
| s/sollet s /sol2 | 45x 50 | 2005,58 | 13,32 | ELU | SEC | 0 | 0 | 18 | 4HA20+4HA16 | 20,60 |
| | | 127,47 | 22,57 | 08GEY | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | 867,03 | 64,34 | ELU | SEC | 0 | 0 | | | |
| RDC et 1er | 45 x 40 | 1525,40 | 29,30 | ELU | SEC | 0 | 0 | 14,4 | 4HA16+4HA16 | 16,08 |
| | | 90,69 | 20,72 | 08GEY | SPC | 0 | 0,26 | | | |
| | | 609,19 | 60,00 | ELU | SEC | 0 | 0 | | | |
| 2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème} | 40 x 35 | 1097,42 | 28,44 | ELU | SEC | 0 | 0 | 11,2 | 4HA16+4HA14 | 14,19 |
| | | 64,94 | 20,42 | 08GEY | SPC | 0 | 0,64 | | | |
| | | 313,07 | 58,70 | ELU | SPC | 0 | 0,59 | | | |
| 5 ^{ème} ⇒ 7 ^{ème} | 35 x 30 | 522,04 | 25,43 | ELU | SEC | 0 | 0 | 8,4 | 4HA12+4HA12 | 9,05 |
| | | 7,70 | 16,80 | 08GEX | SPC | 0 | 1,72 | | | |
| | | 79,53 | 54,05 | ELU | SPC | 0 | 5,24 | | | |

Tableau VI.2.3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens X-X

| Niveau | Poutre x | Effort Normal (KN) | Moment (KN.m) | Situation | Nature | A_{Inf} cm^2 | A_{Sup} cm^2 | A_{min}^c m^2/pa | Ferrail lage | A_{ad} cm^2 |
|-------------------------------------|-------------|--------------------------|------------------|-----------|--------|---------------------|---------------------|-------------------------|-----------------|--------------------|
| s/sollet s /sol2 | 45x 50 | 2005,58 | 1,25 | ELU | SEC | 0 | 0 | 18 | 4HA20+4HA16 | 20,60 |
| | | 127,47 | 19,46 | 08GEY | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | 1278,34 | 51,92 | GQEX | SEC | 0 | 0 | | | |
| RDC et 1er | 45 x 40 | 1525,40 | 5,95 | ELU | SEC | 0 | 0 | 14,4 | 4HA16+4HA6 | 16,08 |
| | | 90,69 | 29,26 | 08GEY | SPC | 0 | 0,26 | | | |
| | | 925,10 | 55,22 | GQEX | SEC | 0 | 0 | | | |
| 2 ^{ème} ⇌ 4 ^{ème} | 40 x 35 | 1097,42 | 7,48 | ELU | SEC | 0 | 0 | 11,2 | 4HA16+4HA14 | 14,19 |
| | | 64,94 | 24,76 | 08GEY | SPC | 0 | 0,64 | | | |
| | | 231,19 | 50,98 | GQEY | SPC | 0 | 0,59 | | | |
| 5 ^{ème} ⇌ 7 ^{ème} | 35 x 30 | 522,04 | 9,70 | ELU | SEC | 0 | 0 | 8,4 | 4HA12+4HA12 | 9,05 |
| | | 7,70 | 12,47 | 08GEX | SPC | 0 | 1,72 | | | |
| | | 60,94 | 51,75 | GQEY | SPC | 0 | 5,24 | | | |

Tableau VI.2.4 : Résultats de ferrillage à l'ELU suivant le sens Y-Y

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

❖ Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

❖ Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3}$$

$\phi_t = 6,66 \text{ mm}$

soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8\text{mm}$.

Soit : $A_t = 2.01\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3):**

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_{lmin}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\text{cm}; 10\phi_{lmin}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = \mathbf{10\text{cm}}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

| | | |
|------------------------------|---|--|
| Si $\lambda_g \geq 5$ | → | $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$ |
| Si $\lambda_g \leq 3$ | → | $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$ |
| Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ | → | Interpoler entre les deux valeurs présidentes. |

Avec :

b₁: dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

I_f: Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

| Poteaux | Hauteur | L_f | λ_g | $A_t^{min} [cm^2]$ | | $A_{adoptée} [cm^2]$ | Observation |
|---------|---------|-------|-------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------|--------------------|
| | | | | Zone courante $St=12\text{ cm}$ | Zone nodale $St=10\text{ cm}$ | | |
| 45 x 50 | 408 | 285,6 | 6,34 | 2,025 | 1,35 | 3,14 | Condition vérifiée |
| 40 x 45 | 306 | 214,2 | 5,36 | 1,8 | 1,2 | 2,01 | Condition vérifiée |
| 35 x 40 | 306 | 214,2 | 6,12 | 1,575 | 1,05 | 2,01 | Condition vérifiée |
| 30 x 35 | 306 | 214,2 | 7,14 | 1,35 | 0,9 | 2,01 | Condition vérifiée |

Tableau VI.2.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

1) Délimitation 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.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1RPA 99/V2003}).$$

Avec:

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

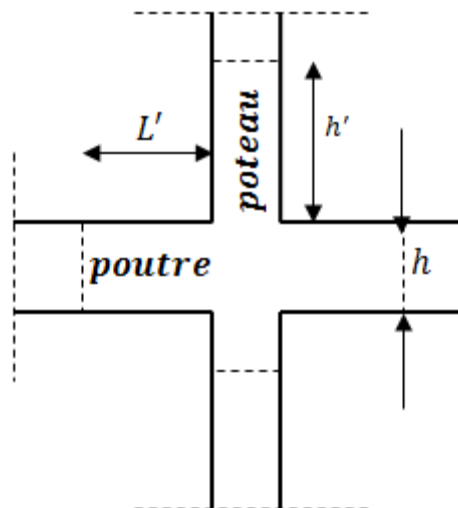


Figure VI .2.4: schéma d'une section d'un poteau

Délimitation de la zone nodale :

| Poteaux | H | h' |
|--------------|------|--|
| Poteau 45x50 | 4,08 | $h' = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6}; 45; 50; 60 \right) = 61,33 \text{ cm}$ |
| Poteau 40x45 | 3,06 | $h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$ |
| Poteau 35x40 | 3,06 | $h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 35; 40; 60 \right) = 60 \text{ m}$ |
| Poteau 30x35 | 3,06 | $h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 30; 35; 60 \right) = 60 \text{ m}$ |

Tableau VI.2.6: Détermination de la zone nodale

2) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø en zone IIa.**

- Poteaux (45 x 50) : $l_r = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$.
- Poteaux (40 x 45) : $l_r = 40 \times 1,6 = 70 \text{ cm}$.
- Poteaux (35 x 40) : $l_r = 40 \times 1,4 = 60 \text{ cm}$.
- Poteaux (30 x 35) : $l_r = 40 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$.

3) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{20} : $L_a = 28,22 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$.

4) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

| Poteau (cm ²) | b (mm) | h (mm) | $\lambda_g \geq 5$ | d (mm) | $T_u \times 10^3 N$ | τ_b (MPa) | $\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) | Observation |
|---------------------------|--------|--------|--------------------|--------|---------------------|----------------|-------------------------|--------------------|
| 45x50 | 450 | 500 | 6,34 | 475 | 18,84 | 0,088 | 1,875 | Condition vérifiée |
| 40x45 | 400 | 450 | 5,36 | 425 | 39,04 | 0,230 | 1,875 | Condition vérifiée |
| 35x40 | 350 | 400 | 6,12 | 375 | 38,45 | 0,293 | 1,875 | Condition vérifiée |
| 30x35 | 300 | 350 | 7,14 | 325 | 23,16 | 0,238 | 1,875 | Condition vérifiée |

TableauVI.2.7: Vérification au cisaillement dans les poteaux

VI.1.6. Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Zone | Ns(KN) | M_s (KN.m) | A_{min} cm ² | A_{adop} cm ² | observation |
|---------------------|---------|--------------|---------------------------|----------------------------|-------------|
| Zone I 45 × 50 | 1457,91 | 9,64 | 9,77 | 25,13 | CV |
| | 561,14 | 23,72 | 9,77 | | CV |
| | 631,62 | 46,59 | 9,77 | | CV |
| Zone II 40 × 45 | 1108,70 | 21,21 | 8,83 | 20,60 | CV |
| | 384,82 | 22,89 | 8,83 | | CV |
| | 443,78 | 43,44 | 8,84 | | CV |
| Zone III 35 × 40 | 797,77 | 20,59 | 8,09 | 20,60 | CV |
| | 187,74 | 19,99 | 8,09 | | CV |
| | 228,16 | 42,51 | 8,11 | | CV |
| Zone III 30 × 35 | 379,90 | 18,42 | 6,98 | 14,19 | CV |
| | 26,72 | 1,70 | 7,06 | | CV |
| | 58,17 | 39,22 | 7,21 | | CV |

TableauVI.2.8 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal

• Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

| Niveau | Poteaux | N_s Effort Normal (KN) | M_s Mome nt (KN.m) | σ_{beton}^s | σ_{beton}^i | $\sigma_{\text{beton}}^{ad}$ | σ_{Acier}^s | σ_{Acier}^i | $\sigma_{\text{Acier}}^{ad}$ | Observation |
|--|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|--------------------|
| s/sollet s /sol2 | 45x 50 | 1457,9 1 | 9,64 | 6,13 | 5,26 | 15 | 91,1 | 79,8 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 561,14 | 23,72 | 3,27 | 1,12 | 15 | 46,8 | 18,9 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 631,62 | 46,59 | 4,58 | 0,36 | 15 | 64,4 | 9,61 | 348 | Condition vérifiée |
| RDC et 1er | 40 x 45 | 1108,7 0 | 21,21 | 6,74 | 4,26 | 15 | 98,6 | 66,4 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 384,82 | 22,89 | 3,24 | 0,57 | 15 | 46 | 11,3 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 443,78 | 43,44 | 4,75 | 0 | 15 | 66,2 | -0,49 | 348 | Condition vérifiée |
| 2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème} | 35 x 40 | 797,77 | 20,59 | 7,15 | 3,07 | 15 | 102 | 51,3 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 187,74 | 19,99 | 3,38 | 0 | 15 | 44,6 | -13,4 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 228,16 | 42,51 | 7,08 | 0 | 15 | 87 | -98,9 | 348 | Condition vérifiée |
| 5 ^{ème} ⇒ 7 ^{ème} | 30 x 35 | 379,90 | 18,42 | 5,68 | 0,81 | 15 | 78,9 | 18,5 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 26,72 | 1,70 | 0,45 | 0 | 15 | 6,21 | 0,63 | 348 | Condition vérifiée |
| | | 58,17 | 39,22 | 8,45 | 0 | 15 | 89,7 | -268,1 | 348 | Condition vérifiée |

Tableau VI.2.9: Vérifications des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone **IIa**.

VI.3. Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

| | | |
|------------------------|---|----------------------------|
| 1,35G+1,5Q L'ELU | } | BAEL 91 |
| G+QL'ELS | | |
| | | |
| G + Q ±E | } | RPA99/ Version 2003 |
| 0,8 G ± E | | |

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 4 zones :

- ✓ **Zone I** : S/Sol 1 et S/Sol 2
- ✓ **Zone II** : RDC et 1^{ère} étage.
- ✓ **Zone III** : 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- ✓ **Zone IV** : 5^{ème} au 9^{ème} étage.

VI.3.2. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.3.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**).

1) 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.

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

$$B = L.e$$

Avec :

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

Avec :

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I: Moment d'inertie du voile

M: moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

Avec :

L_t : Longueur de la zone tendue.

2) Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{max} \times e_{voile}}{2}$$

3) 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.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1})$$

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 crochets (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 (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

4) 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 ϕ 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 :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.}$$

- 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression (**Article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

6) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{F_e}$$

$$T = 1,4 \times V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7) Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

8) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec :

$e=25cm$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30cm\} \Rightarrow S_t \leq 30cm$$

9) Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

10) Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

11) Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

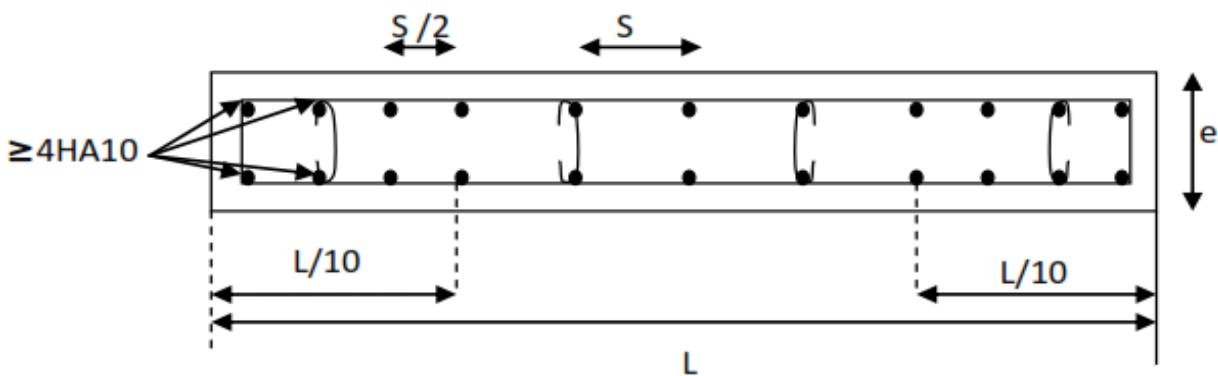


Figure VI.3.1
e

Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.4. Vérification à l'ELS :

1) Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{vdp}}$$

Avec :

$N_{t \max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vdp} : section d'armatures adoptée

2) Contrainte de cisaillement :

- D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec :

L : Longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

- D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

VI.3.5.Exemple de calcul de voile:

1) Caractéristiques géométriques :

Zone I:

$$L = 2.00 \text{ m} \quad , \quad e = 0,25\text{m} \quad , \quad B = 0.5\text{m}^2 \quad , \quad I = 0.166\text{m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 1 \text{ m.}$$

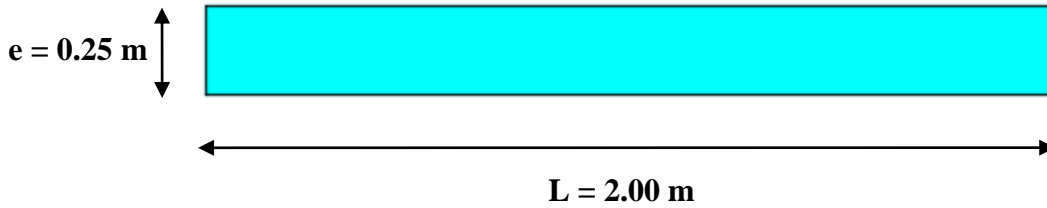


Figure VI.3.2 : Coupe du voile longitudinale

2) Sollicitation de calcul :

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= -4302,09 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 828,142 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 7,67 \text{ KN} \\
 N_{\min} &= -458,98 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 114,72 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 19,73 \text{ KN} \\
 N &= -1795,74 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 3664,125 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 127,13 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

On fait le calcul pour le cas :

$$N_{\min} = -458,98 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 114,72 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 19,73 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-458,98}{0,5} + \frac{114,72 \times 1}{0,166} = 229,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-458,98}{0,5} - \frac{114,72 \times 1}{0,166} = -1606,28 \text{ KN/m}^2$$

3) Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{2 \times -1606,28}{-1606,28 - 229,64} = 1,75 \text{ m} \text{ (Parce que c est une Section entièrement tendu.)}$$

4) Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{1,75 \times 0,25 \times 229,64}{2} = 50,23 \text{ KN}$$

5) Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{50,23}{34,8} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ji} = 1,1 \frac{1,4 \times V_u}{\sigma_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 19,73}{34,8} = 6,08 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{ji} = 1,44 + 6,08 = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 25}{400}; 0.002 \times 200 \times 25\right) / 2$$

$$A_{\min} \geq \max(26.25; 10) = 26.25 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{\min}}{2}\right) = 13.125 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

| | Ferraillage adoptée | Section total | Espacement |
|---------------------|-------------------------|-----------------|---------------------|
| $A_{v \text{ adp}}$ | $2 \times 7\text{HA}12$ | $2 \times 7,92$ | $S_t = 15\text{cm}$ |

Tableau VI.3.1 : Ferraillage adopté pour le voile longitudinal V_{L1}

6) Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** : $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{13.125}{4} = 3.28 \text{ cm}^2$

→ $A_h = 3.28 \text{ cm}^2$

Soit : $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $S_t = 20\text{cm}$

7) Armatures transversales (Article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003] :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m²**.

8) Vérification à l'ELS :

- **Espacement des barres :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{50,23}{2 \times 0,25 + 15 \times 15,84} = \mathbf{0,21 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9} = \frac{1,4 \times 50,23}{2 \times 0,25 \times 0,9 \times 10^3} = \mathbf{0,15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9} = \frac{50,23}{2 \times 0,25 \times 0,9 \times 10^3} = \mathbf{0,11 \text{ MPa}}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

VOILES de 2,5 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | | |
|----------|-------------------------|----------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|------|-------|-------|-------|------|-------|------------------------|-------|-------------------------|-------------|------------|-------------|--------------------------------|----------|--|-------------|--|--------|--|--|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av/2 | Amin | Av | As/ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | | At/ml | | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | τb | Observation | τu | Observation | | | σbc | Observation | | | | |
| Zone I | -2217,79 | 150,504 | 88,97 | GQEX | -2970,53 | -4126,40 | 0 | 0,00 | 0,00 | 3,94 | 3,94 | 1,97 | 15,09 | 7,54 | 9,46 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,654 | Condition vérifiée | 0,467 | Condition vérifiée | 13,686 | Condition vérifiée | |
| | 229,35 | 150,004 | 92,05 | 08GEX | 942,98 | -209,06 | 0,36 | 42,78 | 1,23 | 4,07 | 5,30 | 2,65 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -514,28 | 1027,538 | 210,34 | GQEY | 3122,90 | -4768,59 | 1,21 | 471,77 | 13,56 | 9,31 | 22,86 | 11,43 | 15,09 | 9,46 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -1386,91 | 39,339 | 73,66 | GQEX | -2067,99 | -2370,12 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 3,26 | 3,26 | 1,63 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,460 | Condition vérifiée | 0,328 | Condition vérifiée | 11,625 | Condition vérifiée | |
| | -207,78 | 124,042 | 90,69 | 08GEX | 143,87 | -808,77 | 1,70 | 30,54 | 0,88 | 4,01 | 4,89 | 2,45 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -713,49 | 459,047 | 147,73 | GQEY | 621,16 | -2904,32 | 1,65 | 127,93 | 3,68 | 6,54 | 10,21 | 5,11 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -1011,19 | 79,393 | 31,75 | ELU | -1313,03 | -1922,77 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,41 | 1,41 | 0,70 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,447 | Condition vérifiée | 0,319 | Condition vérifiée | 8,476 | Condition vérifiée | |
| | -191,03 | 1,894 | 60,92 | 08GEX | -298,38 | -312,92 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2,70 | 2,70 | 1,35 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -629,61 | 323,627 | 143,67 | GQEY | 235,35 | -2250,10 | 1,81 | 53,27 | 1,53 | 6,36 | 7,89 | 3,94 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -527,08 | 95,058 | 47,82 | ELU | -478,31 | -1208,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2,12 | 2,12 | 1,06 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,343 | Condition vérifiée | 0,245 | Condition vérifiée | 4,418 | Condition vérifiée | |
| | -20,57 | 24,824 | 61,78 | 08GEY | 62,41 | -128,24 | 1,35 | 10,50 | 0,30 | 2,73 | 3,04 | 1,52 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -311,11 | 168,084 | 110,14 | GQEY | 147,67 | -1143,22 | 1,77 | 32,69 | 0,94 | 4,87 | 5,81 | 2,91 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 2,4 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | | |
|----------|-------------------------|---------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|------|-------|-------|-------|------|-------|------------------------|-------|-------------------------|-------------|------------|-------------|--------------------------------|----------|--|-------------|--|--------|--|--|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av/2 | Amin | Av | As/ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | | At/ml | | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | τb | Observation | τu | Observation | | | σbc | Observation | | | | |
| Zone I | -2735,55 | 167,2 | 106,18 | GQEY | -4467,90 | -6474,30 | 0 | 0,00 | 0,00 | 4,70 | 4,70 | 2,35 | 18,10 | 7,54 | 9,05 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,419 | Condition vérifiée | 0,299 | Condition vérifiée | 11,857 | Condition vérifiée | |
| | 1012,61 | 88,784 | 92,95 | 08GEY | 2557,92 | 1492,52 | 2,40 | 767,38 | 22,05 | 4,11 | 26,16 | 13,08 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1922,68 | 789,228 | 161,56 | GQEX | 890,01 | -8580,73 | 2,17 | 483,82 | 13,90 | 7,15 | 21,05 | 10,53 | 18,10 | 9,05 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -1772,66 | 130,659 | 133,55 | GQEY | -2761,37 | -4329,27 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,91 | 5,91 | 2,95 | 18,10 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,336 | Condition vérifiée | 0,240 | Condition vérifiée | 9,327 | Condition vérifiée | |
| | 403,54 | 62,956 | 99,28 | 08GEY | 1184,82 | 429,34 | 2,40 | 355,44 | 10,21 | 4,39 | 14,61 | 7,30 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1113,69 | 327,966 | 129,75 | GQEX | -259,58 | -4195,18 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,74 | 5,74 | 2,87 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -1141,83 | 84,795 | 97,55 | GQEY | -1774,89 | -2792,43 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 4,32 | 4,32 | 2,16 | 18,10 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,295 | Condition vérifiée | 0,210 | Condition vérifiée | 6,639 | Condition vérifiée | |
| | 85,29 | 38,894 | 69,22 | 08GEY | 403,94 | -62,78 | 0,32 | 16,30 | 0,47 | 3,06 | 3,53 | 1,77 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -792,68 | 193,167 | 113,65 | GQEX | -426,36 | -2744,36 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,03 | 5,03 | 2,51 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -488,08 | 115,488 | 82,37 | GQEX | -283,23 | -1669,09 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 3,65 | 3,65 | 1,82 | 18,10 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,064 | Condition vérifiée | 0,045 | Condition vérifiée | 4,088 | Condition vérifiée | |
| | 18,39 | 20,937 | 6,32 | 08GEX | 162,40 | -88,84 | 0,85 | 17,23 | 0,50 | 0,28 | 0,77 | 0,39 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | -465,22 | 179,066 | 24,52 | GQEX | 143,96 | -2004,84 | 2,24 | 40,29 | 1,16 | 1,09 | 2,24 | 1,12 | 18,10 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 1,3 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | |
|----------|-------------------------|---------|-------|-------|----------------|----------------|------|---------|----------------------|------|--------|-------|------|-------|--------|------------------------|-------|-------------------------|---------|------------|----------|--|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av /2 | Amin | Av | As /ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | At / ml | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | τ_b | Observation | τ_u | Observation | σ_{bc} | Observation | |
| Zone I | -2827,28 | 55,294 | 33,17 | ELU | 7914,08 | -9484,56 | 0,71 | 701,06 | 18,26 | 1,47 | 19,72 | 9,86 | 9,81 | 13,92 | 13,92 | 7 HA 16 | 14,07 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,208 | Condition vérifiée | 0,148 | Condition vérifiée | 13,365 | Condition vérifiée |
| | -1035,04 | 54,015 | 1,32 | 08GEX | -2417,66 | -3951,82 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,06 | 0,06 | 0,03 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1874,77 | 223,809 | 66,76 | GQEX | 2590,17 | -8946,88 | 1,01 | 326,41 | 9,38 | 2,95 | 12,33 | 6,17 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -2261,06 | 65,721 | 46,39 | ELU | 6023,79 | -7890,42 | 0,74 | 555,09 | 13,88 | 1,79 | 15,66 | 7,83 | 9,81 | 10,62 | 10,62 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,219 | Condition vérifiée | 0,157 | Condition vérifiée | 13,953 | Condition vérifiée |
| | -836,79 | 72,445 | 9,2 | 08GEX | -1545,93 | -3603,54 | 2,28 | -439,96 | -12,64 | 0,41 | -12,24 | -6,12 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1510,62 | 131,65 | 70,49 | GQEX | -2778,48 | -6517,65 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 3,12 | 3,12 | 1,56 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -1715,78 | 67,21 | 44,74 | ELU | 4324,86 | -6233,78 | 0,77 | 414,92 | 11,92 | 1,98 | 13,90 | 6,95 | 9,81 | 9,06 | 9,06 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,203 | Condition vérifiée | 0,145 | Condition vérifiée | 14,382 | Condition vérifiée |
| | -501,72 | 35,033 | 37,83 | 08GEX | -1046,24 | -2041,26 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,67 | 1,67 | 0,84 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1169,05 | 106,623 | 65,11 | GQEX | 2082,90 | -5111,25 | 0,92 | 240,48 | 6,91 | 2,88 | 9,79 | 4,90 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -865,18 | 58,461 | 40,37 | ELU | -1831,88 | 3492,31 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,79 | 1,79 | 0,89 | 9,81 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,075 | Condition vérifiée | 0,054 | Condition vérifiée | 7,252 | Condition vérifiée |
| | -111,01 | 14,461 | 39,66 | 08GEX | 136,21 | -546,93 | 1,04 | 17,72 | 0,51 | 1,76 | 2,26 | 1,13 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -173,56 | 122,697 | 24,18 | GQEX | 1208,41 | -2276,47 | 0,85 | 128,28 | 3,69 | 1,07 | 4,76 | 2,38 | 9,81 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 2 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | |
|----------|-------------------------|----------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|-------|-------|-------|-------|------|--------|------------------------|-------|-------------------------|---------|------------|----------|--|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av /2 | Amin | Av | As /ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | At / ml | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | τ_b | Observation | τ_u | Observation | σ_{bc} | Observation | |
| Zone I | -4302,09 | 828,142 | 7,67 | ELU | 3635,33 | -13573,03 | 1,58 | 716,84 | 18,67 | 11,81 | 30,48 | 15,24 | 15,09 | 9,66 | 9,66 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,396 | Condition vérifiée | 0,283 | Condition vérifiée | 11,081 | Condition vérifiée |
| | -458,98 | 114,72 | 19,73 | 08GEY | 229,64 | -1606,28 | 1,75 | 50,23 | 1,44 | 6,08 | 7,52 | 3,76 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1795,74 | 3664,125 | 127,13 | 08GEX | -18393,27 | -25576,23 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,63 | 5,63 | 2,81 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -2550,89 | 49,094 | 26,3 | ELU | -4807,22 | -5396,34 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,16 | 1,16 | 0,58 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,409 | Condition vérifiée | 0,292 | Condition vérifiée | 10,316 | Condition vérifiée |
| | -364,63 | 59,844 | 29,25 | 08GEY | 370,20 | -1088,32 | 1,49 | 69,06 | 1,98 | 1,29 | 3,28 | 1,64 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1230,69 | 291,02 | 131,55 | GQEX | -715,26 | -4207,50 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,82 | 5,82 | 2,91 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -1927,05 | 58,649 | 35,18 | ELU | 3502,21 | -4205,99 | 1,09 | 477,75 | 13,73 | 1,56 | 15,29 | 7,64 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,405 | Condition vérifiée | 0,289 | Condition vérifiée | 8,250 | Condition vérifiée |
| | -222,34 | 58,962 | 28,83 | 08GEY | -90,91 | -798,45 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,28 | 1,28 | 0,64 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -984,2 | 228,075 | 130,12 | GQEX | 599,95 | -3336,85 | 1,70 | 127,13 | 3,65 | 5,76 | 9,41 | 4,71 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -964,4 | 71,621 | 46,68 | ELU | -1499,07 | -2358,53 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2,07 | 2,07 | 1,03 | 15,09 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,077 | Condition vérifiée | 0,055 | Condition vérifiée | 1,511 | Condition vérifiée |
| | -45,82 | 92,096 | 53,56 | 08GEX | 460,94 | -644,22 | 1,17 | 67,17 | 1,93 | 2,37 | 4,30 | 2,15 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -180,31 | 228,201 | 24,74 | GQEX | 1008,59 | -1729,83 | 1,26 | 159,28 | 4,58 | 1,09 | 5,67 | 2,84 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 4,5 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | |
|----------|-------------------------|----------|--------|-------|----------------|----------------|------|---------|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------------|-------|-------------------------|-------|------------|----------|--|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av/2 | Amin | Av | As/ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | At/ml | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | τ_b | Observation | τ_u | Observation | σ_{bc} | Observation | |
| Zone I | -3823,64 | 3800,429 | 463,2 | GQEY | 1105,42 | -7903,00 | 3,95 | 545,50 | 14,21 | 20,50 | 34,70 | 17,35 | 33,94 | 7,54 | 13,03 | 7 HA 16 | 14,07 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,627 | Condition vérifiée | 0,448 | Condition vérifiée | 9,011 | Condition vérifiée |
| | -47,2 | 4073,41 | 455,34 | 08GEY | 4785,79 | -4869,70 | 2,27 | 1357,70 | 39,01 | 20,15 | 59,16 | 29,58 | 33,94 | 13,03 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -731,07 | 4112,3 | 453,34 | GQEY | 4224,00 | -5523,68 | 2,55 | 1346,40 | 38,69 | 20,06 | 58,75 | 29,38 | 33,94 | 11,52 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -2581,71 | 1990,791 | 433,62 | GQEY | 64,60 | -4654,31 | 4,44 | 35,84 | 1,03 | 19,19 | 20,22 | 10,11 | 33,94 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,563 | Condition vérifiée | 0,402 | Condition vérifiée | 7,935 | Condition vérifiée |
| | -416,98 | 2044,21 | 379,19 | 08GEY | 2052,12 | -2793,42 | 2,59 | 665,46 | 19,12 | 16,78 | 35,90 | 17,95 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -1013,16 | 2194,537 | 407,48 | GQEY | 1700,35 | -3501,52 | 3,03 | 643,81 | 18,50 | 18,03 | 36,53 | 18,27 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -1855,49 | 68,916 | 66,56 | ELU | -1567,65 | -1731,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2,95 | 2,95 | 1,47 | 33,94 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,380 | Condition vérifiée | 0,272 | Condition vérifiée | 7,736 | Condition vérifiée |
| | -402,83 | 400,66 | 148,98 | 08GEY | 116,79 | -832,93 | 3,95 | 57,61 | 1,66 | 6,59 | 8,25 | 4,12 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -507,15 | 1086,346 | 275 | 08GEY | 836,72 | -1738,32 | 3,04 | 317,72 | 9,13 | 12,17 | 21,30 | 10,65 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -937,79 | 133,532 | 94,52 | ELU | -675,33 | -991,85 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 4,18 | 4,18 | 2,09 | 33,94 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,127 | Condition vérifiée | 0,091 | Condition vérifiée | 3,910 | Condition vérifiée |
| | -74,03 | 230,201 | 3,69 | 08GEY | 207,03 | -338,64 | 2,79 | 72,27 | 2,08 | 0,16 | 2,24 | 1,12 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -447,76 | 425,971 | 91,82 | GQEY | 106,85 | -902,86 | 4,02 | 53,74 | 1,54 | 4,06 | 5,61 | 2,80 | 33,94 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 1,8 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | |
|----------|-------------------------|---------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|------|------|------|-------|------|-------|------------------------|------|-------------------------|-------|------------|----------|--|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av/2 | Amin | Av | As/ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | At/ml | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | τ_b | Observation | τ_u | Observation | σ_{bc} | Observation | |
| Zone I | -1631,44 | 33,902 | 43,48 | GQEX | -3374,30 | -3876,55 | 0 | 0,00 | 0,00 | 1,92 | 1,92 | 0,96 | 13,58 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,197 | Condition vérifiée | 0,140 | Condition vérifiée | 13,681 | Condition vérifiée |
| | 101,68 | 32,692 | 46,58 | 08GEX | 468,12 | -16,21 | 0,96 | 56,17 | 1,61 | 2,06 | 3,68 | 1,84 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -656,94 | 259,57 | 56,86 | GQEY | 462,87 | -3382,61 | 1,58 | 91,61 | 2,63 | 2,52 | 5,15 | 2,57 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -1038,79 | 27,557 | 35,1 | GQEX | -2104,30 | -2512,55 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,55 | 1,55 | 0,78 | 13,58 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,214 | Condition vérifiée | 0,153 | Condition vérifiée | 8,711 | Condition vérifiée |
| | -227,62 | 21,387 | 37,18 | 08GEX | -347,40 | -664,24 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,65 | 1,65 | 0,82 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -390,57 | 150,682 | 61,95 | 08GEY | 248,23 | -1984,10 | 1,60 | 49,64 | 1,43 | 2,74 | 4,17 | 2,08 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -815,31 | 4,257 | 13,84 | ELU | 1780,27 | -1843,33 | 0,92 | 203,77 | 5,86 | 0,61 | 6,47 | 3,23 | 13,58 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,230 | Condition vérifiée | 0,164 | Condition vérifiée | 6,837 | Condition vérifiée |
| | -145,14 | 13,987 | 20,5 | 08GEX | -218,93 | -426,14 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,91 | 0,91 | 0,45 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -328,66 | 113,547 | 66,57 | 08GEY | 110,73 | -1571,44 | 1,68 | 23,27 | 0,67 | 2,95 | 3,61 | 1,81 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -446,48 | 1,603 | 12,28 | ELU | -980,30 | -1004,05 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,54 | 0,54 | 0,27 | 13,58 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,039 | Condition vérifiée | 0,028 | Condition vérifiée | 3,744 | Condition vérifiée |
| | -9,36 | 53,13 | 20,51 | 08GEY | 372,76 | -414,36 | 0,95 | 44,15 | 1,27 | 0,91 | 2,18 | 1,09 | 13,58 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -311,11 | 168,084 | 110,14 | GQEY | 147,67 | -1143,22 | 1,77 | 32,69 | 0,94 | 4,87 | 5,81 | 2,91 | 15,09 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |

VOILES de 1,6 m :

| | Sollicitation de calcul | | | | | | | | Armatures verticales | | | | | | | Armatures horizontales | | Armatures transversales | | Espacement | | Vérification des constructions | | | | | | |
|----------|-------------------------|---------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|------|-------|-------|-------|------|-------|------------------------|-------|-------------------------|-------|------------|----------|--|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------|
| | N | M | Vu | COMB | σ_{max} | σ_{min} | Lt | Nt | As | Aji | As | Av/2 | Amin | Av | As/ml | Aadp | Aadp | Ah cm ² | At/ml | nodale | Courante | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ | | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | τ_b | Observation | τ_u | Observation | σ_{bc} | Observation | |
| Zone I | -1220,22 | 39,863 | 16,71 | GQEY | 2676,83 | -3424,27 | 0,90 | 300,48 | 15,02 | 0,86 | 15,88 | 7,94 | 12,07 | 8,84 | 8,84 | 7 HA 14 | 10,77 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,394 | Condition vérifiée | 0,281 | Condition vérifiée | 7,535 | Condition vérifiée |
| | -95,69 | 21,066 | 9,23 | 08GEY | -41,73 | -436,72 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,41 | 0,41 | 0,20 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -488,95 | 235,222 | 101,19 | 08GEX | 982,83 | -3427,58 | 1,24 | 152,76 | 4,39 | 4,48 | 8,87 | 4,43 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone II | -859,52 | 17,56 | 16,59 | ELU | -1984,17 | -2313,43 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,73 | 0,73 | 0,37 | 12,07 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,276 | Condition vérifiée | 0,197 | Condition vérifiée | 7,211 | Condition vérifiée |
| | -215,78 | 3,681 | 0,86 | 08GEY | -504,94 | -573,96 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,04 | 0,04 | 0,02 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -416,55 | 90,968 | 70,89 | 08GEX | -188,55 | -1894,20 | 1,78 | -41,88 | -1,20 | 3,14 | 1,93 | 0,97 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone III | -673,61 | 17,541 | 20,97 | ELU | -1519,58 | -1848,47 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,93 | 0,93 | 0,46 | 12,07 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 5 HA 12 | 5,65 | 4 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,112 | Condition vérifiée | 0,080 | Condition vérifiée | 5,651 | Condition vérifiée |
| | -162,62 | 1,555 | 6,03 | 08GEY | -391,97 | -421,13 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,27 | 0,27 | 0,13 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -414,17 | 53,345 | 28,69 | GQEX | 535,32 | -1535,53 | 1,19 | 79,39 | 2,28 | 1,27 | 3,55 | 1,78 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| Zone IV | -357,03 | 23,964 | 25,4 | ELU | -667,91 | -1117,24 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,12 | 1,12 | 0,56 | 12,07 | 7,54 | 7,54 | 7 HA 12 | 7,92 | 6 HA 12 | 6,65 | 5 ep HA 8 | 10 | 15 | 0,036 | Condition vérifiée | 0,026 | Condition vérifiée | 2,995 | Condition vérifiée |
| | -6,79 | 26,025 | 13,21 | 08GEY | 227,01 | -260,96 | 0,86 | 24,28 | 0,70 | 0,58 | 1,28 | 0,64 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| | -252,53 | 52,438 | 9,38 | GQEX | -139,72 | -1122,93 | 1,83 | -31,91 | -0,92 | 0,42 | -0,50 | -0,25 | 12,07 | 7,54 | | | | | | | | | | | | | | |

A decorative border consisting of a dotted line with scroll-like flourishes at the corners and midpoints, framing the central text.

chapitre VII

VII. Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et assurer la stabilité de talus derrière notre structure on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre dû au remblai retenu par le mur et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur est capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations
- Assurer une bonne stabilité de l'ouvrage
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

Il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est supérieur à 6m.

VII.1. pré dimensionnement du mur de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

1) Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres $\gamma = 16 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $c = 0$

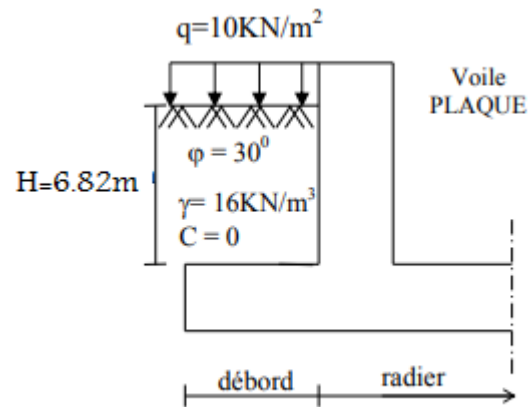


Figure VII.1 : schéma statistique du mur plaque

2) Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0.33$$

$$\rightarrow K_0 = 0.33$$

Avec:

K_0 : coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

3) Calcul des sollicitations :

❖ À l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **Pour la couche 1** : $0 \leq h \leq 2.74$

$$\sigma_{h1} = 0.33 (1.35 \times 16 \times h_1 + 1.5 \times 10) =$$

$$\sigma_{h1} = 7.128h_1 + 4.95$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.95 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=2.74 \rightarrow \sigma_{h1} = 24.48 \text{ KN/m}^2$

- **Pour la couche 2** : $2.74 \leq h \leq 6.82$

$$\sigma_{h2} = 0.33 (1.35 \times 16 \times h_2 + 1.35 \times 16 \times 2.74 + 1.5 \times 10)$$

$$\sigma_{h2} = 7.128h_2 + 24.48$$

Pour $h=2.74 \rightarrow \sigma_{h2} = 24.48 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=6.82 \rightarrow \sigma_{h2} = 53.56 \text{ KN/m}^2$

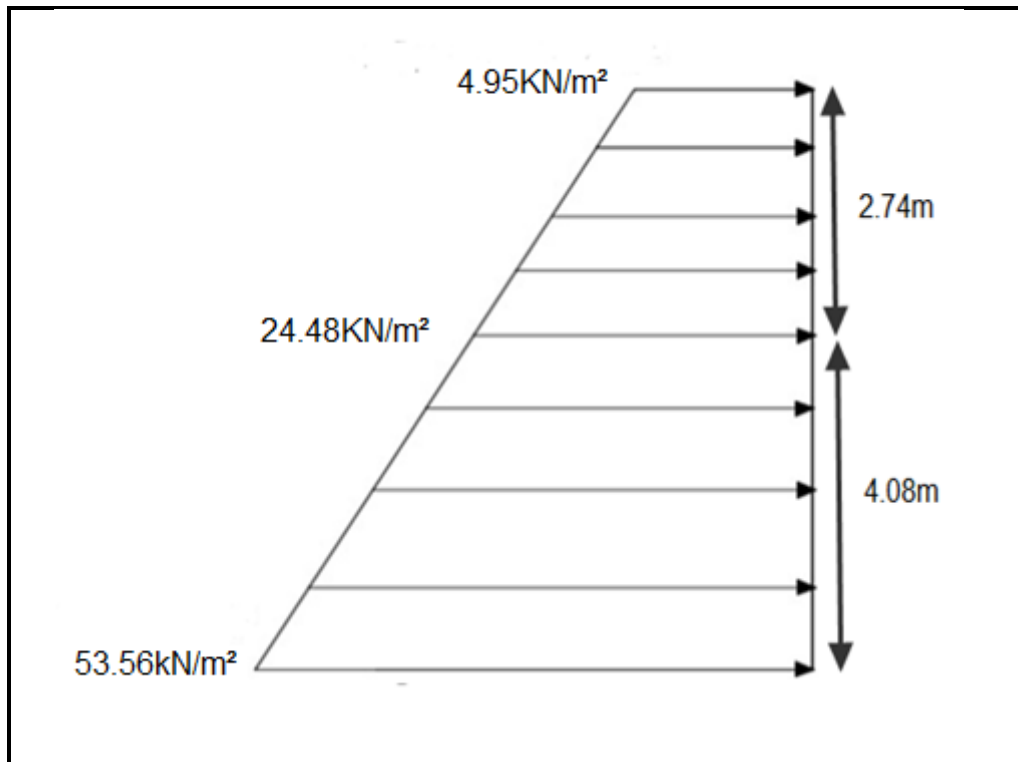


Figure VII .2 : Diagramme des contraintes à l'ELU

• À l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

• Pour la couche 1 : $0 \leq h \leq 2.74$

$$\sigma_{h1} = 0.33 (16 \times h_1 + 10)$$

$$\sigma_{h1} = 5.28 h_1 + 3.3$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 3.3 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=2.74 \rightarrow \sigma_{h1} = 17.77 \text{ KN/m}^2$

• Pour la couche 2 : $2.74 \leq h \leq 6.82$

$$\sigma_{h2} = 0.33 (16 \times h_2 + 16 \times 2.74 + 10)$$

$$\sigma_{h2} = 5.28 h_2 + 17.77$$

Pour $h=2.74 \rightarrow \sigma_{h2} = 17.77/m^2$
 Pour $h =6.82 \rightarrow \sigma_{h2} = 39.30KN/m^2$

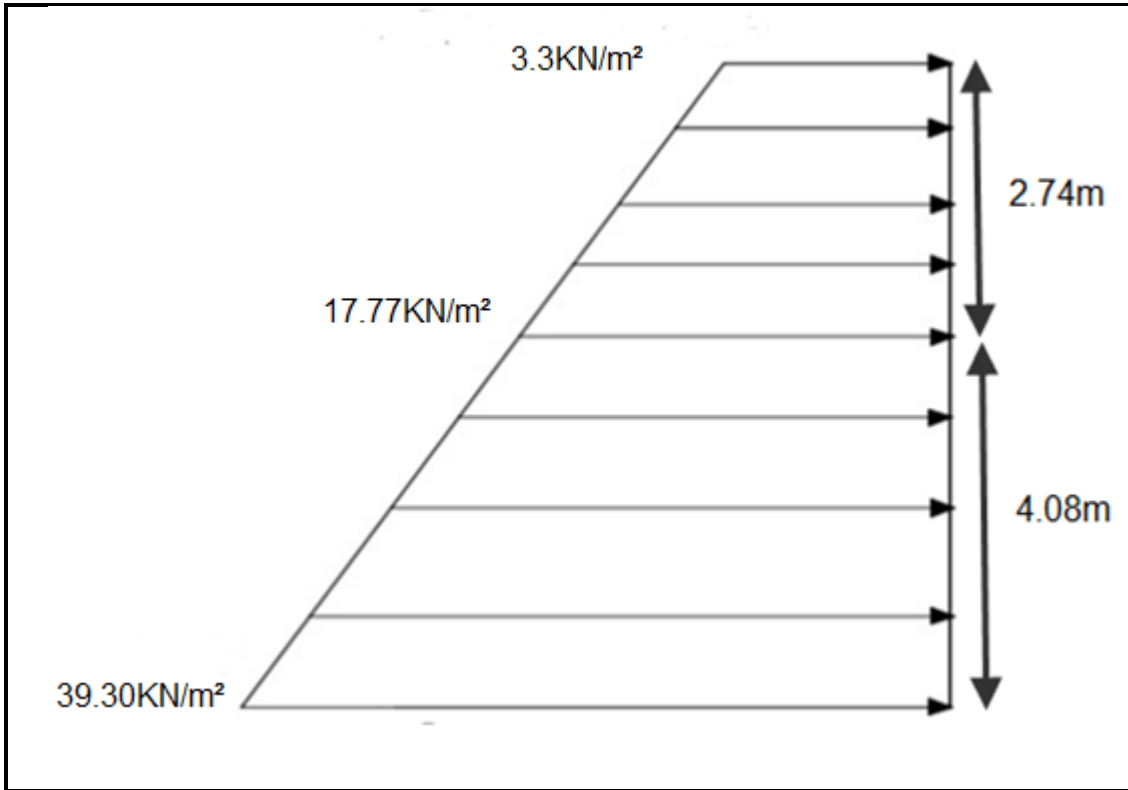


Figure VII .3 : Diagramme des contraintes à l'ELS

I. Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

- panneau 1 : 0 –2.74

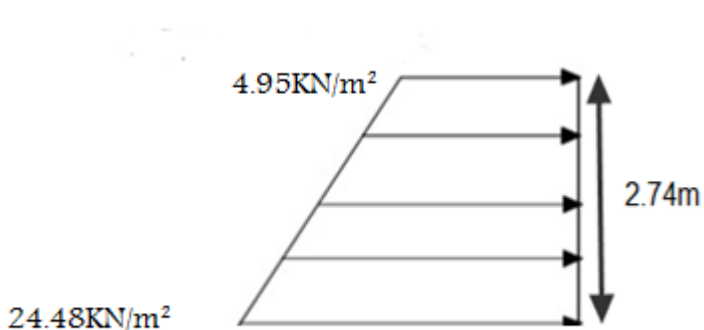


Figure VII .4: Diagramme des contraintes du panneau à l'ELU

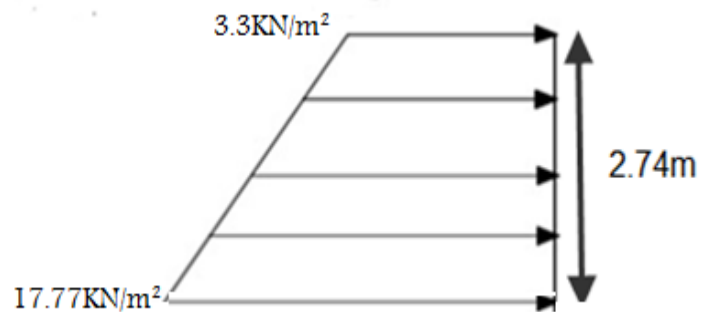


Figure VII .5 : Diagramme des contraintes du panneau à l'ELS

- A l'ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 24,48 + 4,95}{4} \times 1 = 19,60\text{KN/m}$
- A l'ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 17,77 + 3,3}{4} \times 1 = 14,15\text{KN/m}$

$Q_u = 19,60\text{KN/m}$

$Q_s = 14,15\text{KN/m}$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,74}{4,55}$$

$\rho = 0,60$

Avec : $L_x = 2,74\text{ m}$

$L_y = 4.55\text{ m}$

$\rightarrow 0.4 < \rho < 1 \qquad 0.4 < 0,60 < 1$

Donc notre dalle travaille dans les deux sens.

4) Calcul des moments isostatiques :

❖ **ELU :**

$$\rho = 0.60 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{array} \right.$$

On aura :

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0812 \times 19,60 \times (2,74)^2 = 11,95\text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0,305 \times 11,95 = 3,64\text{KN.m}$

Correction des moments :

❖ **Sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

- **Aux appuis :** $Ma = 0.5M0X = 0.5 \times 11,95 = 5,98KN.m$
- **En travée :** $Mt = 0.85M0X = 0.85 \times 11,95 = 10,16KN.$

❖ **Sens YY :**

- **Aux appuis :** $Ma = 0.5M0y = 0.5 \times 3,64 = 1,82KN.m$
- **En travées :** $Mt = 0.85M0y = 0.85 \times 3,64 = 3,1KN.m$

❖ **ELS : $\nu = 0,2$**

$$\rho = 0.69 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{array} \right.$$

On aura:

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0861 \times 14,15 \cdot (2,74)^2 = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0.476 \times 9,15 = 4,35 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

❖ **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

- **Aux appuis :** $Ma = 0.5M0X = 0.5 \times 9,15 = 4,57KN.m$
- **En travée :** $Mt = 0.85M0X = 0.85 \times 9,15 = 7,78KN.m$

❖ **Sens YY :**

- **Aux appuis :** $Ma = 0.5M0y = 0.5 \times 4,35 = 2,17KN.m$
- **En travées :** $Mt = 0.85M0y = 0.85 \times 4,35 = 3,70KN.m$

5) Ferrailage :

Détermination des armatures :

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

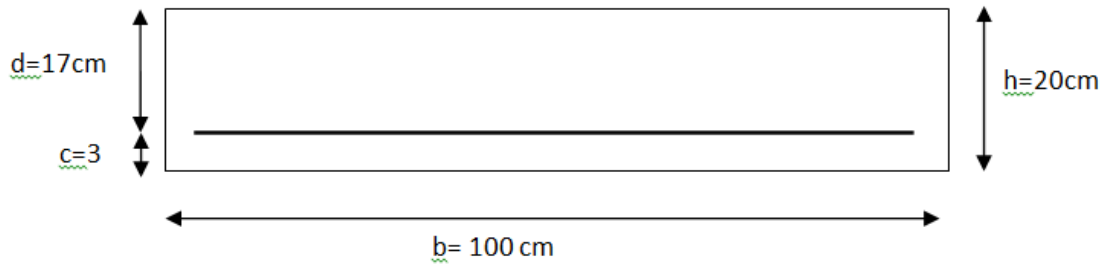


Figure VII.6: Schéma statique du ferrailage de mur plaque

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$A_{min} = 0,10\% . b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2).}$

| Sens | Zone | M (KN m) | μ | β | A (cm ² /ml) | A _{min} (cm ²) | A _{doptée} | A _{doptée} (cm ²) | St |
|------|--------|-------------|-------|---------|----------------------------|--|---------------------|---|----|
| X-X | Appuis | 5,98 | 0,014 | 0,993 | 1,02 | 2 | 6HA12 | 6,78 | 20 |
| | Travée | 10,16 | 0,024 | 0,988 | 1,74 | 2 | 6HA10 | 4,71 | 20 |
| Y-Y | Appuis | 1,82 | 0,004 | 0,998 | 0,31 | 2 | 6HA10 | 4,71 | 20 |
| | Travée | 3,1 | 0,008 | 0,996 | 0,53 | 2 | 6HA10 | 4,71 | 20 |

Tableau VII.1: Tableau statique du ferrailage du 1^{er} panneau

6) Vérification à l'ELU :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,10\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$h : \text{épaisseur du voile} = 25 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL 91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{25}{400}$$

$$A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

Dans le sens xx = 6HA10 = $4,71 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy = 6HA10 = $4,71 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les Valeurs suivantes :

Armatures principales : $St < \min (3h ; 33\text{cm})$

- **Sens X-X :**

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **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.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

Pour les **6HA10** : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm} \rightarrow L_s = 40 \text{ cm}.$

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 **0.4L_s** pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour $\emptyset 10 \rightarrow L_a = 16 \text{ cm}.$

❖ **Les armatures horizontales :**

-En travée : $A_t = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$

On adopte pour une section **At=4HA8=2,01cm²**

-Aux appuis : $A_t = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$

On adopte pour une section **At=4HA8=2,01cm²**

7) Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99) :

Notre voile peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas on considère la fissuration comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2f_e}{3} ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$$

Avec :

f_e : 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 ($\eta = 1,6$ pour des HA ≥ 6 mm)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3} ; \max (0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min [266.66 ; \max (200 ; 201.63)] = \mathbf{201,63 \text{ MPa.}}$$

❖ Vérification des 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 : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec :

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

| sens | zone | As (cm ²) | Ms | ρ | β | K1 | σ_{st} | $\overline{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|------|--------|--------------------------|------|--------|---------|-------|---------------|--------------------------|---------------|--------------------------|-----|
| xx | Appuis | 6,78 | 4,57 | 0,398 | 0,903 | 36,55 | 43,90 | 201.63 | 1,2 | 15 | cv |
| | Travée | 6,78 | 7,78 | 0,398 | 0,903 | 36,55 | 74,75 | 201.63 | 2,05 | 15 | cv |
| yy | Appuis | 6,78 | 2,17 | 0,398 | 0,903 | 36,55 | 20,85 | 201.63 | 0,57 | 15 | cv |
| | Travée | 6,78 | 3,70 | 0,398 | 0,903 | 36,55 | 35,54 | 201.63 | 0,97 | 15 | cv |

Tableau VII.2 : vérification des contraintes a ELS

- Sens x-x :

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de **20cm**.

Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de **20cm**.

- Sens y-y :

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de **20cm**.

Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de **20cm**.

- panneau 2 : -2.74 -6.82

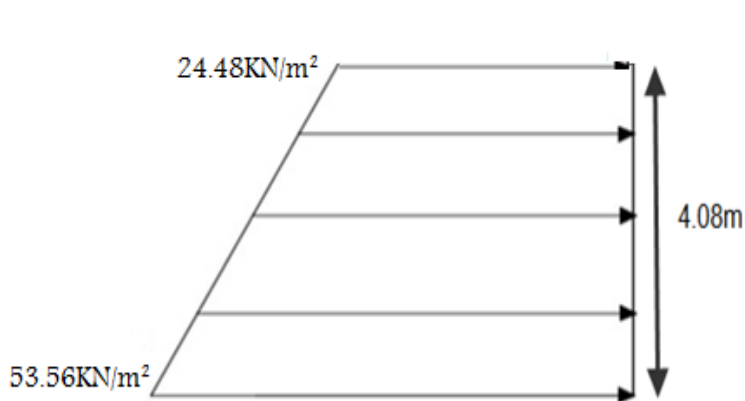


Figure VII.7: Diagramme des contraintes du panneau à l'ELU

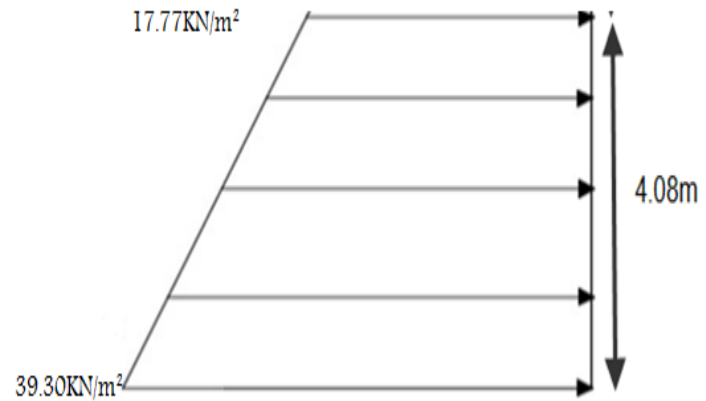


Figure VII.8: Diagramme des contraintes du panneau à l'ELS

- l'ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 94.14 + 43.026}{4} \times 1 = 46.29 \text{KN/m}$
- l'ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 69.08 + 31.22}{4} \times 1 = 33.92 \text{KN/m}$

$Q_u = 46.29 \text{KN/m}$

$Q_s = 33.92 \text{KN/m}$

VIII.2. Ferraillage du mur de soutènement :

❖ **Méthode de calcul :**

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

❖ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
0,3 → appui de rive
0,5 → autre appui

❖ **Identification des panneaux :**

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.55}$

$\rho = 0.896$

Avec :

$L_x = 4.08 \text{ m}$

$L_y = 4.55 \text{ m}$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow 0.4 < 0.896 < 1$

Donc notre dalle travaille dans les deux sens

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

• **ELU :**

$$\rho = 0.89 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0.7569 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0468 \times 46.29 \cdot (4.08)^2 = 36.06 \text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0.7569 \times 36.06 = 27.29 \text{KN.m}$

Correction des moments :

❖ **Sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

❖ **Aux appuis :** $M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 36.06 = \mathbf{18.03KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 36.06 = \mathbf{30.65KN.}$

❖ **Sens YY :**

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 27.29 = \mathbf{13.65KN.m}$

- **En travées :** $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 27.29 = \mathbf{23.20 KN.m}$

• **ELS : $\nu = 0,2$**

$$\rho = 0.69 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0539 \times 33.92 \times (4.08)^2 = \mathbf{30.43 KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0.832 \times 30.43 = \mathbf{25.32KN.m}$

Correction des moments :

❖ **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 30.43 = \mathbf{15.21KN.m}$

- **En travée :** $M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 30.43 = \mathbf{25.87KN.m}$

❖ Sens YY :

- Aux appuis : $M_a = 0.5M_0y = 0.5 \times 25.32 = 12.66 \text{KN.m}$
- En travées : $M_t = 0.85M_0y = 0.85 \times 25.32 = 21.52 \text{KN.m}$

❖ Ferrailage :

Détermination des armatures :

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{MPa}$$

$A_{min} = 0,10\% . b \times h = 2 \text{ cm}^2$ (RPA 2003/ART 10.1.2).

| Sens | Zone | M (KN m) | μ | β | A (cm ² /ml) | A _{min} (cm ²) | A _{doptée} | A _{doptée} (cm ²) | St |
|------|--------|--------------|-------|---------|----------------------------|--|---------------------|---|----|
| X-X | Appuis | 18,03 | 0,044 | 0,979 | 3,11 | 2 | 6HA14 | 9,23 | 20 |
| | Travée | 30,65 | 0,074 | 0,962 | 5,37 | 2 | 6HA14 | 9,23 | 20 |
| Y-Y | Appuis | 13,65 | 0,033 | 0,983 | 2,35 | 2 | 6HA14 | 9,23 | 20 |
| | Travée | 23,20 | 0,056 | 0,971 | 4,038 | 2 | 6HA14 | 9,23 | 20 |

Tableau VII.3: Schéma statique du ferrailage du 2^{ème} panneau

❖ Vérification à l'ELU :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

h : épaisseur du voile = 25 cm.

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL 91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{25}{400}$$

$$A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

Dans le sens xx = 6HA14 = 9.23 cm² > 2,05 cm² → **condition vérifiée**

Dans le sens yy = 6HA14 = 9.23 cm² > 2,05 cm² → **condition vérifiée**

❖ **Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les Valeurs suivantes :

Armatures principales : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

• **Sens X-X :**

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

→ **condition vérifiée**

• **Sens Y-Y :**

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

→ **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.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MP}$

$$\tau_{se} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les 6HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$.

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 $0.4L_s$ pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour $\emptyset 12 \rightarrow L_a = 18 \text{ cm}$.

❖ **Les armatures horizontales :**

- **En travée :** $A_t = \frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$

On adopte pour une section **At=4HA10=3.14cm²**

- **Aux appuis :** $A_t = \frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$

On adopte pour une section **At=4HA10=3.14cm²**

❖ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99) :**

Notre voile peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas on considère la fissuration comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2f_e}{3} ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$$

Avec :

f_e : 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 ($\eta = 1,6$ pour des HA $\geq 6 \text{ mm}$)

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3} ; \max (0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min [266.66 ; \max (200 ; 201.63)] = \mathbf{201,63 \text{ MPa.}}$$

❖ **Vérification des 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 : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

Avec :

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

| sens | zone | As (cm ²) | Ms | ρ | β | K1 | σ_{st} | $\overline{\sigma_{st}}$ | σ_{bc} | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Obs |
|-----------|---------------|--------------------------|-------|--------|---------|-------|---------------|--------------------------|---------------|--------------------------|-----------|
| xx | Appuis | 9,23 | 15,21 | 0,542 | 0,890 | 30,45 | 108,91 | 201.63 | 3,58 | 15 | cv |
| | Travée | 9,23 | 25,87 | 0,542 | 0,890 | 30,45 | 185,24 | 201.63 | 6,08 | 15 | cv |
| yy | Appuis | 9,23 | 12,66 | 0,542 | 0,890 | 30,45 | 121,64 | 201.63 | 4 | 15 | cv |
| | Travée | 9,23 | 21,52 | 0,542 | 0,890 | 30,45 | 154,1 | 201.63 | 5,06 | 15 | cv |

Tableau VII.4 : vérification des contraintes a ELS

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

❖ **Sens x-x :**

- **En travée :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Sens y-y :**

- **En travée :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.

Conclusion :

Panneau1 -1.34 -2.74 :

❖ **Sens x-x :**

- **En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Sens y-y :**

- **En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de 20cm

Panneau 2 : -2.74 -6.82 :

❖ **Sens x-x :**

- **En travée :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Sens y-y :**

- **En travée :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.
- **Aux appuis :** 6HA14/ml avec un espacement de 20cm.

Ferailage du mur plaque :

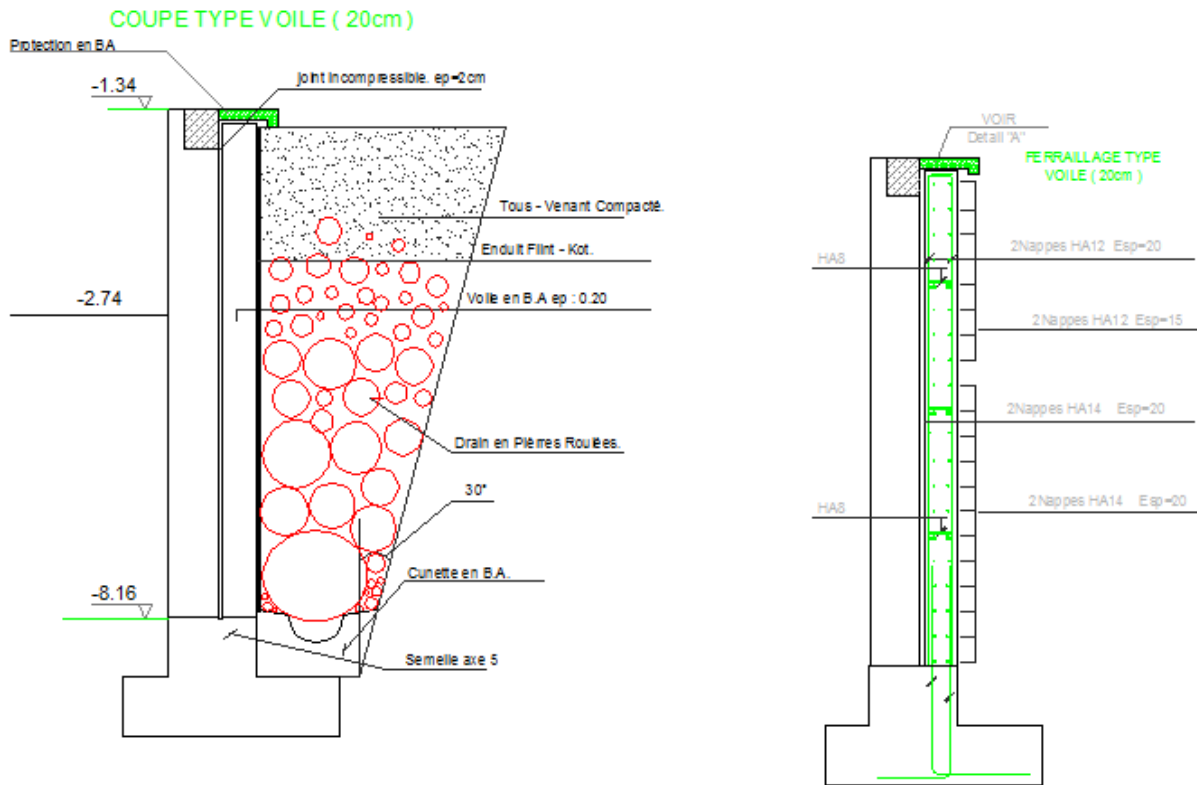


Figure VII. 9: Schéma de ferrailage de mur plaque.

chapitre VIII

VIII. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Ces effort consiste :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante elle sont réalisé près de la surface.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VIII.1. 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. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2.1 bars comme contrainte admissible du sol.

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

On optera pour des fondations superficielles.

VIII.2.1. Semelles filantes :**1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 210 \text{KN/m}^2 = 0,21 \text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et **Q** : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

| Voiles | N_s (KN) | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|---------------------------------|------------|-------|-------|-------------------------|
| VL1, VL2, VL3, VL4 | 762.20 | 2.4 | 1.51 | 4 × 3.624 |
| VL5, VL6, VL7, VL8 VL9, VL10 | 1178.89 | 2 | 2.8 | 6 × 5.6 |
| VL11, VL12, VL13 | 1052.87 | 1.3 | 3.85 | 3 × 5.00 |
| VL14 | 248.57 | 1.6 | 0,44 | 0.70 |
| | | | | $\Sigma=64.086$ |

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

| Voiles | N_s (KN) | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|-------------------|------------|-------|-------|-------------------------|
| VT1, VT2 | 631.44 | 4.5 | 0.66 | 2 × 2.97 |
| VT3,VT4 VL9, VL10 | 762.20 | 2.5 | 1.45 | 2 × 3.62 |
| VT5, VT6 | 312.42 | 2 | 0.74 | 2 × 1.48 |
| VT7, VT8 | 248.57 | 1.8 | 0.65 | 2 × 1.17 |
| | | | | $\Sigma=64.086$ |

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = 64.086 + 18.48$$

$$S_v = 82.56 \text{ m}^2$$

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèse 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 agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

1) **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N_i (kn) | e_i (m) | $N_i \times e_i$ (kn.m) | M_i (kn.m) |
|---------|--------------------------|-----------|-------------------------|-----------------|
| 1 | 203.22 | -7 | -1422.54 | -0.067 |
| 2 | 1456.67 | -2.5 | -3641.67 | -0.948 |
| 3 | 1325.39 | 2.5 | 3313.47 | 0.619 |
| 4 | 668.34 | 7 | 4678.38 | 0.981 |
| | $R = \sum N_i = 3653.62$ | | $\sum = 2927.36$ | $\sum = 0.0279$ |

Tableau VIII.3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2927.36 + 0.0279}{3653.62}$$

$$e = 0.8 \text{ m}$$

On a:

$$e = 0.8 < \frac{L}{6} = \frac{14.5}{6} = 2.42 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3653.62}{14.5} \left(1 + \frac{6 \times (0.8)}{14.5}\right)$$

$$q^{\min} = 335.38 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3653.62}{14.5} \left(1 - \frac{6 \times (0.8)}{14.5}\right)$$

$$q^{\max} = 168.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3653.62}{14.5} \left(1 + \frac{3 \times (0.8)}{14.5}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 293.67 \text{ KN/ml}$$

2) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{293.67}{210} = 1.4 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1.5 \text{ m}$$

On aura :

$$S = 1.5 \times 14.5 = 21.75 \text{ m}^2$$

- Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = 82.56 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n = 21.75 \times 8$$

$$S_p = 174 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 174 + 82.56$$

$$S_t = 256.56 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure :

$$S_{st} = 30.65 \times 14.50$$

$$S_{st} = 444.42 \text{ m}^2$$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{256.56}{444.42}$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = 0.57$$

- La surface des semelles représente 57 % de la surface totale.

$$\rightarrow S_t > 50 \% S_{st}$$

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, donc il serait plus intéressant d'orienter vers un radier général.

VIII.2.2. Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;

- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1) Pré-dimensionnement du radier :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm

$$(h_{min} > 25 \text{ cm})$$

- Selon la condition forfaitaire :

1) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

h: épaisseur du radier

L_{max} : portée maximale

$$L_{max} = 5.25\text{m} \rightarrow \frac{5.25}{8} \leq h \leq \frac{5.25}{5} \rightarrow 0.65 \leq h \leq 1.05$$

On prend :

$$h_v = 75 \text{ cm}$$

2) Sous poteaux :

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

Soit : $h_d = 40 \text{ cm}$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$

❖ Condition de la longueur d'élasticité.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.25}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.11 \text{ m} = 111 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 120\text{cm}$

La largeur de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \rightarrow \quad 0.4 \times 120 \leq b_n \leq 0.7 \times 120 \quad \rightarrow \quad 48 \leq b_n \leq 84$$

On prend :

$$b_n = 60 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la nervure $\rightarrow h_n = 120 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle $\rightarrow h_d = 40\text{cm}$

-Largeur de la nervure $\rightarrow b_n = 60\text{cm}$

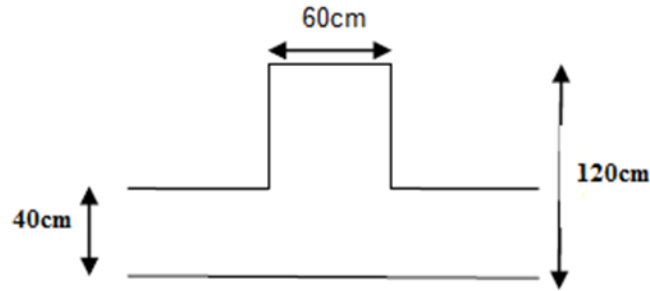


Figure VIII.1 : Schéma statique du radier.

2) Détermination des efforts :

Les charges dues à la superstructure sont :

- ❖ **Charge permanente** : $G_{\text{bat}} = 41082.84 \text{ KN}$.
- ❖ **Charge d'exploitation** : $Q_{\text{bat}} = 7079.35 \text{ KN}$.
- ❖ **Combinaison d'actions** :
 - ❖ **ELU** : $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 41082.84) + (1.5 \times 7079.35)$
 $N_u = 66080.85 \text{ KN}$
 - ❖ **ELS** : $N_s = G + Q = 41082.84 + 7079.35$
 $N_s = 48162.19 \text{ KN}$

3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{❖ ELU : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{66080.85}{1,33 \times 210}$$

$$S_{\text{Radier}} = 236.59 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ ELS : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{48162.19}{210}$$

$$S_{\text{Radier}} = 229.34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{Radier}} = 236.59 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 444.42 \text{ m}^2 > \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{Batiment}} = 236.59 \text{ m}$$

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 de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

$$L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}}$$

Avec :

$$L_{\text{périmètre}} = 92.66 \text{ m}$$

$$S_{\text{débord}} = 0.60 \times 92.66$$

$$S_{\text{débord}} = 55.59 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 444.42 + 55.59$$

$$S_{\text{Radier}} = 500 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{Radier}} = 500\text{m}^2$

4) Calcul des sollicitations à la base du radier :**❖ Charges permanentes :****• Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 500 \times 0.40 \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 5000 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L_n \cdot \rho_b = 0.6 \times (1.2 - 0.40) \times [(30.65 \times 8) + (14.50 \times 4)] \times 25$$

$$P_{\text{nerv}} = 3638.4 \text{ KN.}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{nerv}} = (0.6 \times 30.65 \times 8) + (0.6 \times 14.5 \times 4) = 181.92 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(500 - 181.92) \times (1.2 - 0.40)] \times 17$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 4325.88 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b = (500 - 181.92) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 795.2 \text{ KN}$$

- **Poids totale de radier :**

$$G_{\text{radier}} = 5000 + 3638.4 + 4325.8 + 795.2$$

$$G_{\text{radier}} = 13759.4 \text{ KN}$$

❖ **Surcharges d'exploitations :**

- **Surcharge de bâtiment :**

$$Q_{\text{bâtiment}} = 7079.35 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

- **Surcharge du radier :**

$$Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 500$$

$$Q_{\text{radier}} = 2500 \text{ KN.}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 13759.4 + 41082.84$$

$$G_{\text{tot}} = 54842.24 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bâtiment}} = 7079.35 + 2500$$

$$Q_{\text{tot}} = 9579.35 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions:**

- **ELU :** $N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35(54842.24) + 1.5(9579.35)$

$$N_{u \text{ total}} = 88406.049 \text{ KN.}$$

- **ELS:** $N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 54842.24 + 9579.35$

$$N_{s \text{ total}} = 64421.59 \text{ KN.}$$

- **ELU :** $S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{88406.049}{1.33 \times 210}$

$$S_{\text{Radier}} = 316.52 \text{ m}^2$$

- **ELS:** $S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64421.59}{210}$

$$S_{\text{Radier}} = 306.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 316.52 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 44.42 \text{ m}^2 > \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{Batiment}} = 239,80 \text{ m}^2$$

❖ **Vérifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = 2,5\text{MPa}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{Radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{88406.049 \times 1 \times 5.25}{500 \times 2}$$

$$T_u^{\max} = 464.131 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{464.131 \times 10^3}{1000 \times 360}$$

$$\tau_u = 1,28\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée

5) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.76\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.84 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2]$$

$$I_{xx} = 7786.696 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2]$$

$$I_{yy} = 34791.90 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

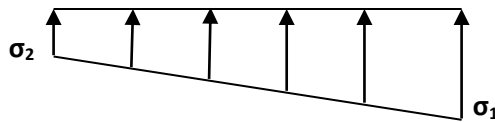


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

On vérifie que :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

(N) : Efforts normaux dus aux charges verticales.

(M) : Moment de renversement du au séisme dans le sens considéré.

❖ **Sens longitudinal** : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 4884.97 \text{ KNm.}$$

$$T_{ox} = 219.76 \text{ KN.}$$

$$M_x = 4884.97 + 219.76 \times 1.2 = 5148.68 \text{ KNm.}$$

• **A l'ELU:**

$$M_x = 5148.68 \text{ KN.m.} \quad N_u = 88406.049 \text{ KN.}$$

$$- \quad \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{88406.049}{500} + \left(\frac{5148.68}{34791.9} \times 14.76 \right)$$

$$\sigma_1 = 178.99 \text{ KN/m}^2$$

$$- \quad \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{88406.049}{500} - \left(\frac{5148.68}{34791.9} \times 14.76 \right)$$

$$\sigma_2 = 174.62 \text{ KN/m}^2$$

$$- \quad \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 178.99 + 174.62}{4}$$

$$\sigma_m = 177,89 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 210 = 279.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 177.89 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 279.3 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A P'ELS :

$$M_x = 5148.68 \text{ KN.m.} \quad N_s = 64421.59 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{64421.59}{500} + \left(\frac{5148.68}{34791.9} \times 14.76 \right)$$

$$\sigma_1 = 131.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{64421.59}{500} - \left(\frac{5148.68}{34791.9} \times 14.76 \right)$$

$$\sigma_2 = 126.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 131.02 + 126.65}{4}$$

$$\sigma_m = 129.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 129.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 129.87 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{oy} = 4980.51 \text{ KNm.}$$

$$T_{oy} = 224.55 \text{ KN.}$$

$$M_y = 4980.51 + 224.55 \times 1.2 = 5249.97 \text{ KNm.}$$

- ❖ Sens transversal :

- A P'ELU :

$$M_y = 5249.97 \text{ KN.m} \quad N_u = 88406.049 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{88406.04}{500} + \left(\frac{5249.97}{7786.69} \times 6.84 \right)$$

$$\sigma_1 = 181.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{88406.04}{500} - \left(\frac{5249.97}{7786.69} \times 6.84 \right)$$

$$\sigma_2 = 172.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181.42 + 172.20}{4}$$

$$\sigma_m = 179.11 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.33 \times 210 = 279.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 179.1 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 279.3 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• A l'ELS :

$$M_y = 5249.97 \text{ KN.m} \quad N_s = 64421.59 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{64421.59}{500} + \left(\frac{5249.97}{7786.69} \times 6.84 \right)$$

$$\sigma_1 = 133.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{64421.59}{500} - \left(\frac{5249.97}{7786.69} \times 6.84 \right)$$

$$\sigma_2 = 124.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 133.45 + 124.23}{4}$$

$$\sigma_m = 131.145 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 131.145 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

6) Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

❖ Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

- **1er Cas** : Si $\alpha < 0,4$

les flexions longitudinales négligeables (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_U \cdot \frac{L^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

- **2eme Cas** : Si $0,4 < \alpha \leq 1$

Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (179.11 - \frac{13759.4}{500})1\text{ml} = 151.59\text{KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (131.14 - \frac{13759.4}{500})1\text{ml} = 103.62\text{KN/ml.}$$

VII.3. Ferrailage de la dalle :

1) Identification du panneau le plus sollicité :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 5\text{m} \\ l_y = 5.25\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{5.25}$$

$$\rho = 0.95 \quad 0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

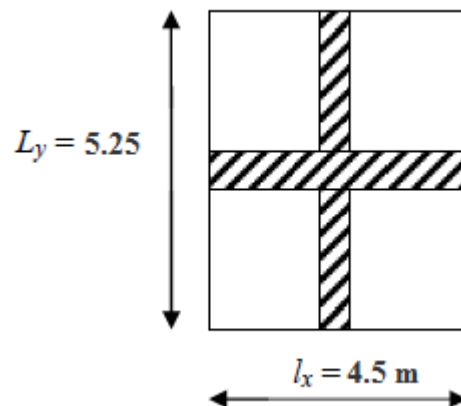


Figure VIII.3 : le panneau le plus sollicité

2) Calcul des sollicitations :

- A l'ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0.95 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{array} \right.$$

- A l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.95 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.923 \end{array} \right.$$

3) Calcul à l'ELU :

- Moments fléchissant à l'ELU :

$$M_{0x} = 0.041 \times 151.59 \times (5)^2$$

$$M_{0x} = 155.38 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.888 \times 155.38$$

$$M_{0y} = 137.97 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis de rive et (0,30) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 155.38$$

$$\mathbf{M_{tx} = 116.53KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 137.97$$

$$\mathbf{M_{ty} = 103.47KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 155.38$$

$$\mathbf{M_{ax} = 77.69KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 137.97$$

$$\mathbf{M_{ay} = 68.98KN.m}$$

- **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{ax} = 0.3 \times M_{0x} = 0.3 \times 155.38$$

$$\mathbf{M_{ax} = 46.61KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 137.97$$

$$\mathbf{M_{ay} = 41.39KN.m}$$

4) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h_d = 40 \text{ cm} ; d = 0,9 \mathbf{h_d} = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

❖ Ferrailage aux appuis :

• Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.69 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{77.69 \times 10^2}{0.979 \times 36 \times 34.8} = 6.33 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**.

• Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68.98 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{68.98 \times 10^2}{0.981 \times 36 \times 34.8} = 5.61 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.23 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**.

❖ Ferrailage en travée :

• Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116.53 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{116.53 \times 10^2}{0.967 \times 36 \times 34.8} = 9.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.23 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**.

- Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{103.47 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{103.47 \times 10^2}{0.971 \times 36 \times 34.8} = 8.5 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**.

| Sens | Zone | M (KNm) | μ | β | A_{cal} (cm ²) | Ferraillage | A_{adop} (cm ²) | St (cm) |
|----------------------|------------|---------|-------|---------|---------------------------------|-------------|----------------------------------|------------|
| Longitudinale x-x | Aux appuis | 77.69 | 0.042 | 0.979 | 6.33 | 6HA14 | 9.23 | 15 |
| | En travée | 116.53 | 0.064 | 0,967 | 9.61 | 6HA14 | 9.23 | 15 |
| transversale y-y | Aux appuis | 68.98 | 0.084 | 0.981 | 5.61 | 6HA14 | 9.23 | 15 |
| | En travée | 103.47 | 0.064 | 0.971 | 8.5 | 6HA14 | 9.23 | 15 |

Tableau VIII.4 : Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier dans les deux sens.

5) Vérification à l'ELU :

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.95] 100 \times 40 = 3.28 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour F_e E400.

- Aux appuis :

$$A_{ax} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{tx} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels ($h = 25 \text{ cm}$) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Sens X-X :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$V_u = \frac{quly}{2} = \frac{151.59 \times 5.25}{2}$$

$$V_u = 397.923 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{397.923 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

6) Vérification à l'ELS :

❖ Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_{0x} = 0.041 \times 151.59 \times (5)^2$$

$$M_{0x} = 155.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.888 \times 155.38$$

$$M_{0y} = 137.97 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 155.38$$

$$M_{tx} = 116.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 137.97$$

$$M_{ty} = 103.47 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 155.38$$

$$M_{ax} = 77.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 137.97$$

$$M_{ay} = 68.98 \text{KN.m}$$

- Moments aux appuis de rives :

$$M_{ax} = 0.3 \times M_{0x} = 0.3 \times 155.38$$

$$M_{ax} = 46.61 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_{0y} = 0.3 \times 137.97$$

$$M_{ay} = 41.39 \text{KN.m}$$

VII.4. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

1) Dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

2) Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms (KN.m) | ρ_1 | β | K ₁ | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|------|--------|--------------------------|--------------|----------|---------|----------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|-----|
| x-x | Appuis | 9.23 | 77.69 | 0.25 | 0.920 | 47.50 | 254.14 | 201.6 | 15 | cv |
| | Travée | 12.06 | 116.53 | 0.33 | 0.910 | 40.56 | 294.94 | 201.6 | 15 | cv |
| y-y | Appuis | 9.23 | 68.98 | 0.25 | 0.920 | 47.50 | 225.64 | 201.6 | 15 | cv |
| | Travée | 12.06 | 103.47 | 0.33 | 0.910 | 40.56 | 261.89 | 201.6 | 15 | cv |

Tableau VIII.5 : vérification des contraintes a ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$h = 120 \text{ cm}$; $b = 60\text{cm}$; $c = 3 \text{ cm}$

1) Détermination des chargements :

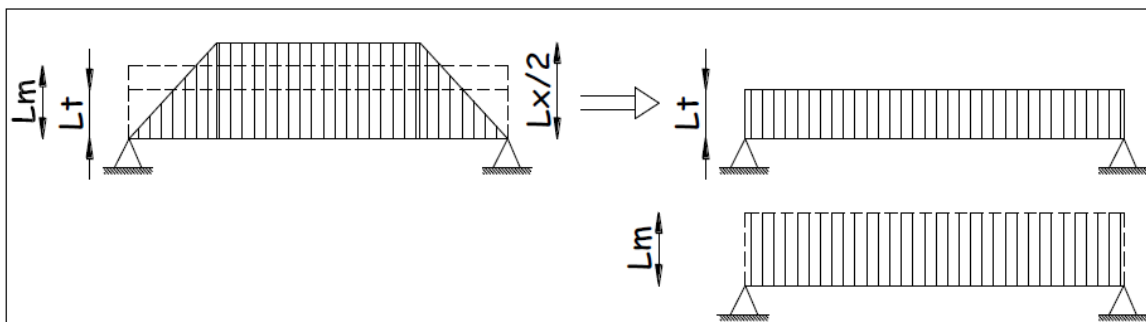


Figure VIII.4 : Présentation des chargements

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_m = 0.333 L_x = 1,33 \text{ m}$$

$$L_t = 0.250 L_x = 1,00 \text{ m}$$

❖ **Charges à considérées :**

- Moments fléchissant : $Q_u = q_u \times L_m$

$$Q_s = q_s \times L_m$$

- Efforts tranchants : $Q_u = q_u \times L_t$

$$Q_s = q_s \times L_t$$

❖ Sens longitudinale « X-X » :

| travée | Pa n ne au | Lx | Ly | ρ | Charge | lm | lt | Qu | Qs | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|--------|---------------------|------|------|-------|--------------|------|------|--------|--------|--------------------|-----------|--------|-----------|------------------|-----------|--------|-----------|
| | | | | | | | | | | Qu.m | somme Qum | Qsm | somme Qsm | Qut | somme Qut | Qst | somme Qst |
| A-B | 1 | 4,5 | 5,25 | 0,857 | Trapézoïdal | 1,70 | 1,42 | 151,59 | 103,62 | 257,55 | 521,94 | 176,05 | 356,78 | 215,78 | 422,89 | 147,50 | 289,07 |
| | 2 | 5 | 5,25 | 0,952 | Trapézoïdal | 1,74 | 1,37 | 151,59 | 103,62 | 264,39 | | 180,73 | | 207,10 | | 141,57 | |
| B-C | 1 | 3,25 | 4,5 | 0,722 | Triangulaire | 1,08 | 0,81 | 151,59 | 103,62 | 164,06 | 328,12 | 112,14 | 276,04 | 123,17 | 246,33 | 84,19 | 207,24 |
| | 2 | 3,25 | 5 | 0,650 | Triangulaire | 1,08 | 0,81 | 151,59 | 151,44 | 164,06 | | 163,90 | | 123,17 | | 123,05 | |
| C-D | 1 | 4,5 | 5 | 0,900 | Trapézoïdal | 1,64 | 1,34 | 151,59 | 103,62 | 248,99 | 501,64 | 170,20 | 342,90 | 202,94 | 392,43 | 138,72 | 268,25 |
| | 2 | 5 | 5 | 1,000 | Trapézoïdal | 1,67 | 1,25 | 151,59 | 103,62 | 252,65 | | 172,70 | | 189,49 | | 129,53 | |
| D-E | 1 | 3,2 | 4,5 | 0,711 | Triangulaire | 1,07 | 0,80 | 151,59 | 103,62 | 161,53 | 323,07 | 110,42 | 271,79 | 121,27 | 242,54 | 82,90 | 204,05 |
| | 2 | 3,2 | 5 | 0,640 | Triangulaire | 1,07 | 0,80 | 151,59 | 151,44 | 161,53 | | 161,37 | | 121,27 | | 121,15 | |
| E-F | 1 | 4,5 | 5 | 0,900 | Trapézoïdal | 1,64 | 1,34 | 151,59 | 103,62 | 248,99 | 501,64 | 170,20 | 342,90 | 202,94 | 392,43 | 138,72 | 268,25 |
| | 2 | 5 | 5 | 1,000 | Trapézoïdal | 1,67 | 1,25 | 151,59 | 103,62 | 252,65 | | 172,70 | | 189,49 | | 129,53 | |
| F-G | 1 | 3,25 | 4,5 | 0,722 | Triangulaire | 1,08 | 0,81 | 151,59 | 103,62 | 164,06 | 328,12 | 112,14 | 276,04 | 123,17 | 246,33 | 84,19 | 207,24 |
| | 2 | 3,25 | 5 | 0,650 | Triangulaire | 1,08 | 0,81 | 151,59 | 151,44 | 164,06 | | 163,90 | | 123,17 | | 123,05 | |
| G-H | 1 | 4,5 | 5,25 | 0,857 | Trapézoïdal | 1,70 | 1,42 | 151,59 | 103,62 | 257,55 | 521,94 | 176,05 | 356,78 | 215,78 | 422,89 | 147,50 | 289,07 |
| | 2 | 5 | 5,25 | 0,952 | Trapézoïdal | 1,74 | 1,37 | 151,59 | 103,62 | 264,39 | | 180,73 | | 207,10 | | 141,57 | |

Tableau VIII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Sens transversales « Y-Y » :

| travée | Pan neau | Lx | Ly | ρ | Charge | lm | lt | qu | qs | Qum | Moment fléchissant | | | Effort tranchant | | | |
|--------|-------------|------|------|-------|--------------|------|------|-------|--------|--------|--------------------|--------|-----------|------------------|-----------|--------|-----------|
| | | | | | | | | | | | somme Qum | Qsm | somme Qsm | Qut | somme Qut | Qst | somme Qst |
| 1-2 | 1 | 4,5 | 5,25 | 0,857 | Triangulaire | 1,50 | 1,13 | 168,9 | 165,78 | 253,10 | 479,84 | 248,42 | 470,98 | 190,01 | 392,89 | 186,50 | 385,64 |
| | 2 | 3,25 | 4,5 | 0,722 | Trapézoïdal | 1,34 | 1,20 | 168,9 | 165,78 | 226,74 | | 222,55 | | 202,88 | | 199,13 | |
| 2-3 | 1 | 5 | 5,25 | 0,952 | Triangulaire | 1,67 | 1,25 | 168,9 | 165,78 | 281,22 | 517,03 | 276,02 | 507,48 | 211,13 | 427,61 | 207,23 | 419,71 |
| | 2 | 3,25 | 5 | 0,650 | Trapézoïdal | 1,40 | 1,28 | 168,9 | 165,78 | 235,81 | | 231,45 | | 216,48 | | 212,48 | |
| 3-4 | 1 | 4,5 | 5,25 | 0,857 | Triangulaire | 1,50 | 1,13 | 168,9 | 165,78 | 253,10 | 479,84 | 248,42 | 470,98 | 190,01 | 392,89 | 186,50 | 385,64 |
| | 2 | 3,25 | 4,5 | 0,722 | Trapézoïdal | 1,34 | 1,20 | 168,9 | 165,78 | 226,74 | | 222,55 | | 202,88 | | 199,13 | |

Tableau VIII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

1) Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « ETABS V9.7 »

❖ Sens longitudinale « X-X » :

• A l'ELU

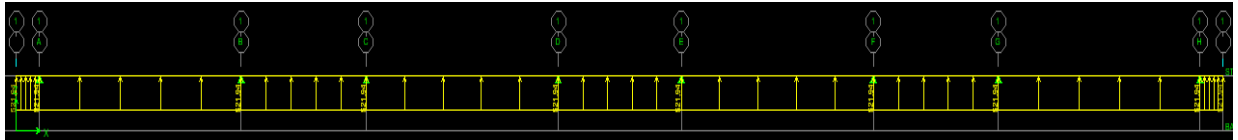


Figure VIII.5 : chargement à l'ELU pour les moments (sens longitudinal)

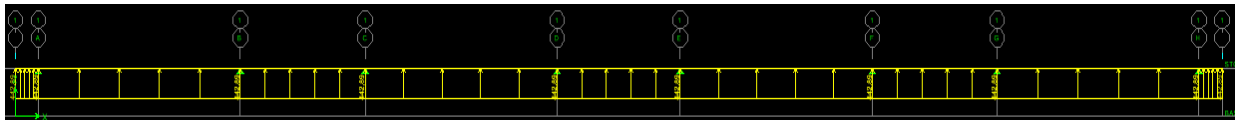


Figure VIII.6 : chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

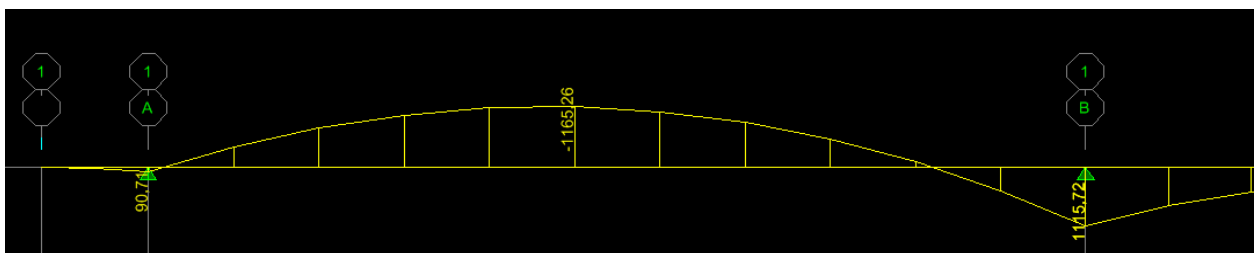
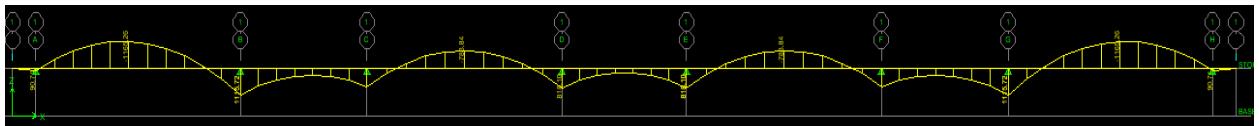


Figure VIII.7 : Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)

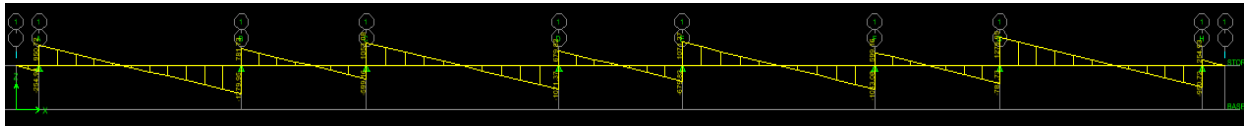


Figure VIII.8 : Diagrammes des efforts à l'ELU (sens longitudinal)

❖ Sens longitudinale « X-X » :

- A l'ELS



Figure VIII.9 : chargement à l'ELS pour les moments (sens longitudinal).

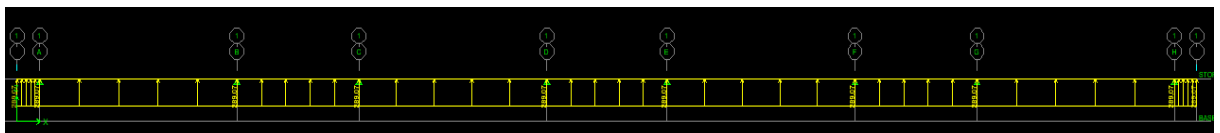


Figure VIII.10 : chargement à l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal).

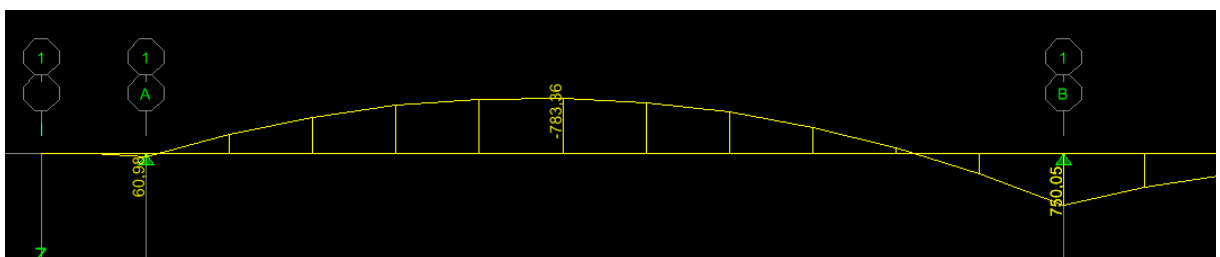
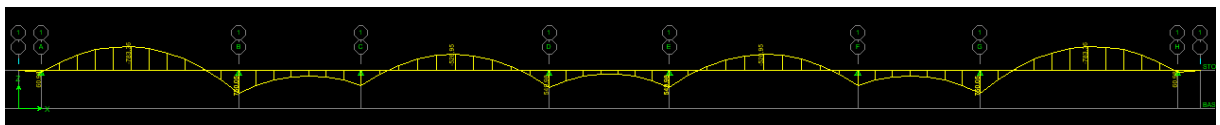


Figure VIII.11 : Diagrammes des moments à l'ELS (sens longitudinal)

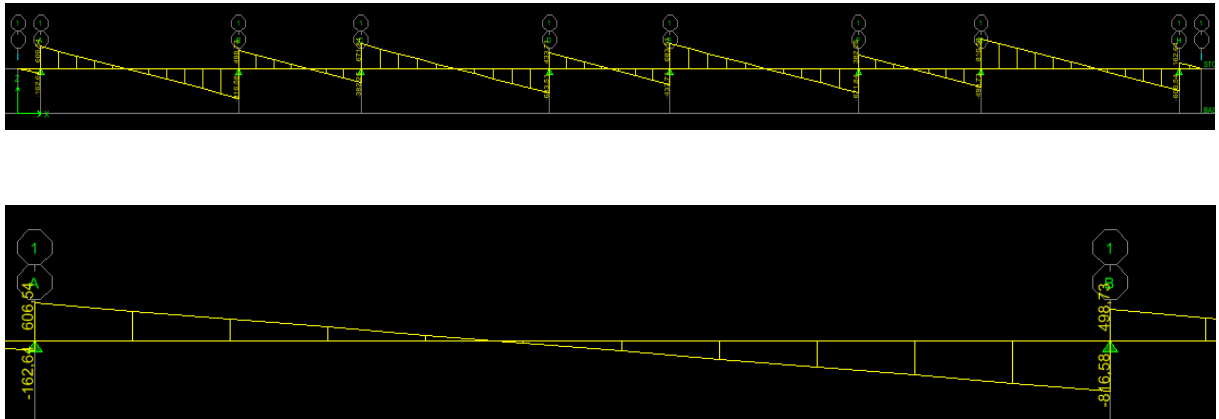


Figure VIII.12 : Diagrammes des efforts à l'ELS (sens longitudinal)

❖ Sens transversales « Y-Y » :

• A l'ELU :

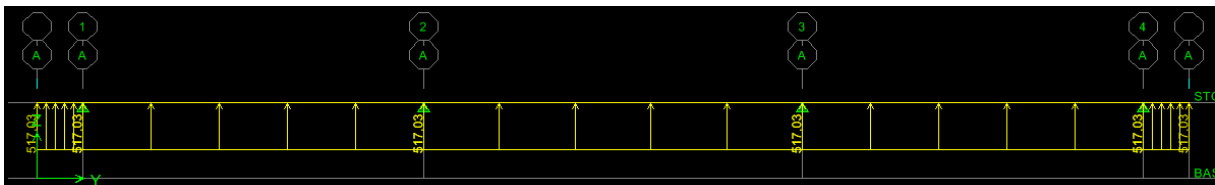


Figure VIII.13 : chargement à l'ELU pour les moments (sens transversal)

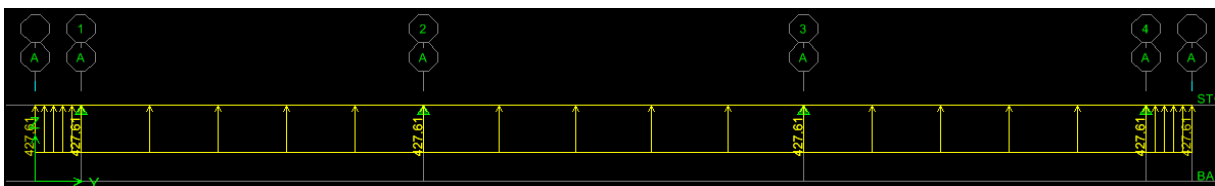


Figure VIII.14 : chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)

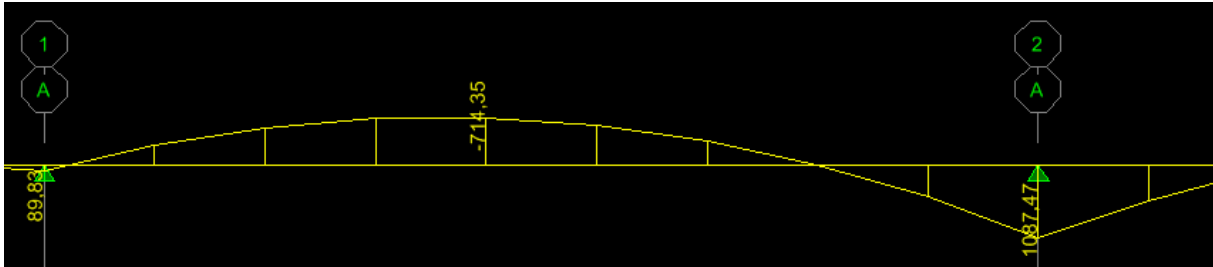
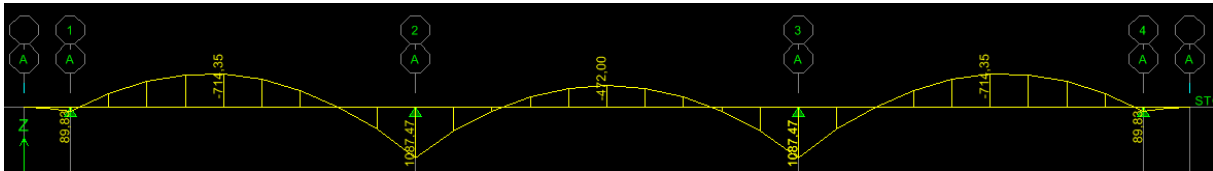


Figure VIII.15 : Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)

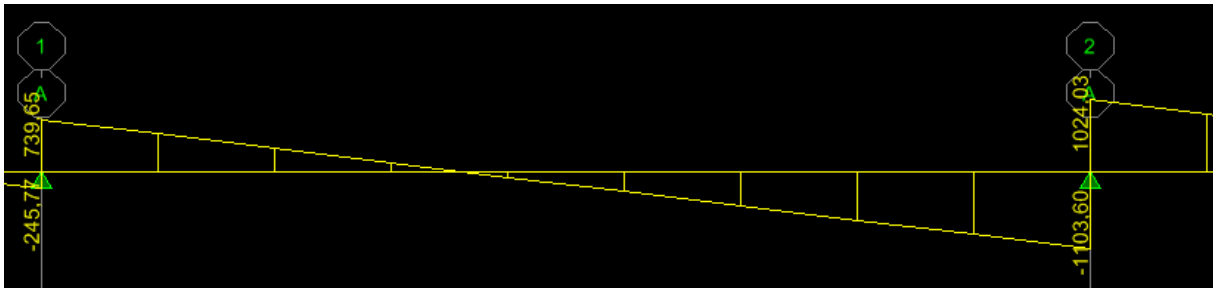
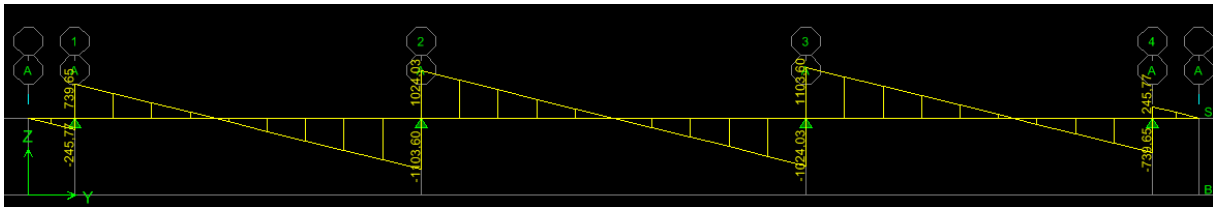


Figure VIII.16 : Diagrammes des efforts à l'ELU (sens transversal).

❖ Sens transversales « Y-Y » :

• A l'ELS :



Figure VIII.17 : chargement à l'ELS pour les moments (sens transversal)

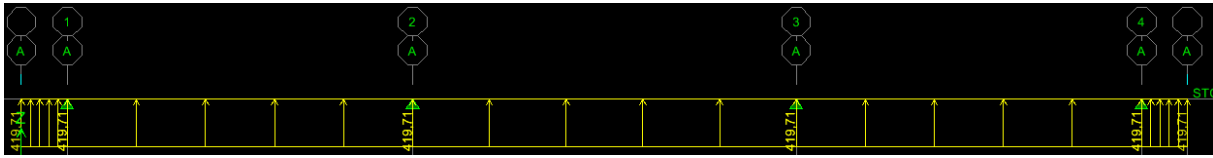


Figure VIII.18 : chargement à l'ELS pour les efforts tranchants (sens transversal)

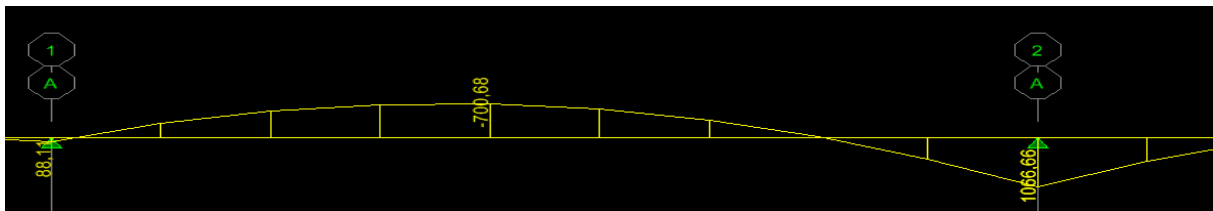
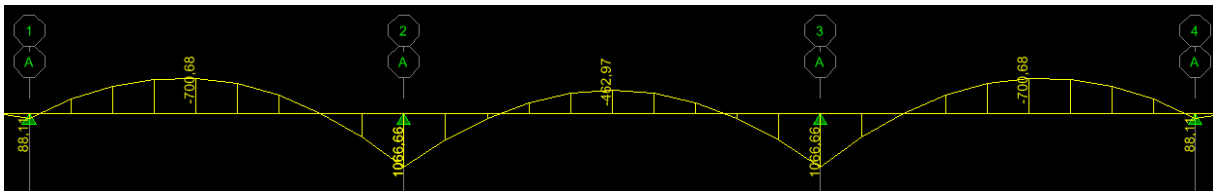


Figure VIII.19 : Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal).

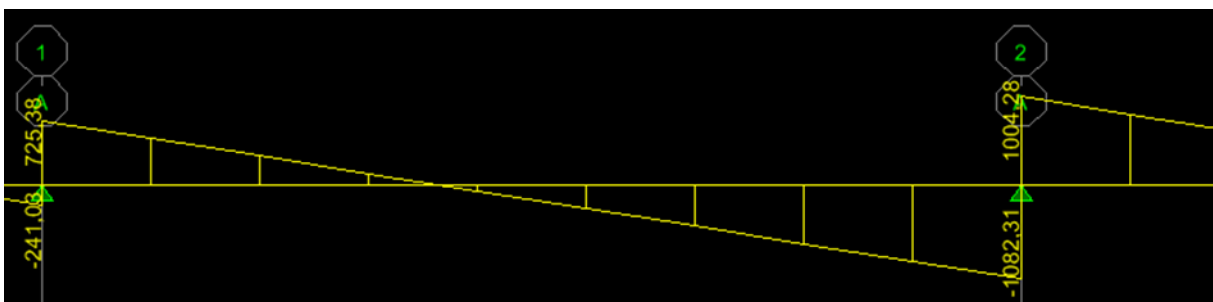
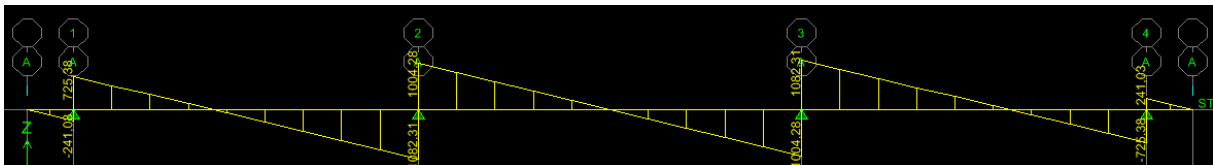


Figure VIII.20 : Diagrammes des efforts à l'ELS (sens transversal)

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

| | Sens x-x | Sens y-y |
|----------------------------|---------------|---------------|
| Moments travée (KN.m) | Mut = 1165.26 | Mut = 714.35 |
| | Mst = 783.36 | Mst = 700.68 |
| Moments Appuis (KN.m) | Mua = 1115.72 | Mua = 1087.47 |
| | Msa = 750.05 | Msa = 1066.66 |
| Efforts tranchants (KN) | Tu = 1279.95 | Tu = 1103.60 |
| | Ts = 816.58 | Ts = 1082.31 |

Tableau VIII.8 : sollicitation dans la nervure

2) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

❖ Sens longitudinal x-x :

$$M_a^{\max} = 1115.72 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 1165.26 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1115.72 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{1115.72 \times 10^3}{0.949 \times 117 \times 348} = 28.87 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}20 \text{ filante} + 7\text{HA}16 \text{ chap} = 29.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1165.26 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14.2} = 0.098 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1165.26 \times 10^3}{0.948 \times 117 \times 348} = 30.18 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}20 \text{ filante} + 5\text{HA}20\text{chap} = 31.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sens transversal suivant y-y :**

$$M_a^{\max} = 1087.47 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 714.35 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1087.47 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1087.47 \times 10^3}{0.951 \times 117 \times 348} = 28.08 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}20 \text{ filante} + 7\text{HA}16 \text{ chap} = 29.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{714.35 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{714.35 \times 10^3}{0.968 \times 117 \times 348} = 18.12 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA16 filante} + 5\text{HA16 chap} = 24.06\text{cm}^2/\text{ml}$$

| Sens | Zone | M (KNm) | μ | β | A_{cal} (cm^2) | Ferraillage | A_{adop} (cm^2) |
|----------------------|------------|---------|-------|---------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Longitudinale x-x | Aux appuis | 1115.72 | 0.096 | 0.949 | 28.87 | 5HA20 fil + 7HA16chap | 29.78 |
| | En travée | 1165.26 | 0.098 | 0.948 | 30.18 | 5HA20 fil + 5HA20chap | 31.42 |
| transversale y-y | Aux appuis | 1087.47 | 0.094 | 0.951 | 28.08 | 5HA20 fil + 7HA16chap | 29.78 |
| | En travée | 714.35 | 0.062 | 0.968 | 18.12 | 5HA16 fil + 5HA16chap | 24.06 |

Tableau VIII.9 : ferraillage de la nervure.

❖ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_{Lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Soit : } \Phi = 8 \text{ mm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{30 ; 24\}$$

Soit :

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm.}$$

Soit:

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

❖ Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

❖ Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.} 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit :

$$4HA12 \quad \text{avec} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 117 \times 2.1}{400} = 8.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} > A_{st}^{min} = 8.47 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).**

On vérifie que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

- Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{1279.95 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1.82\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{1103.60 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1.57\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- Dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

- Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

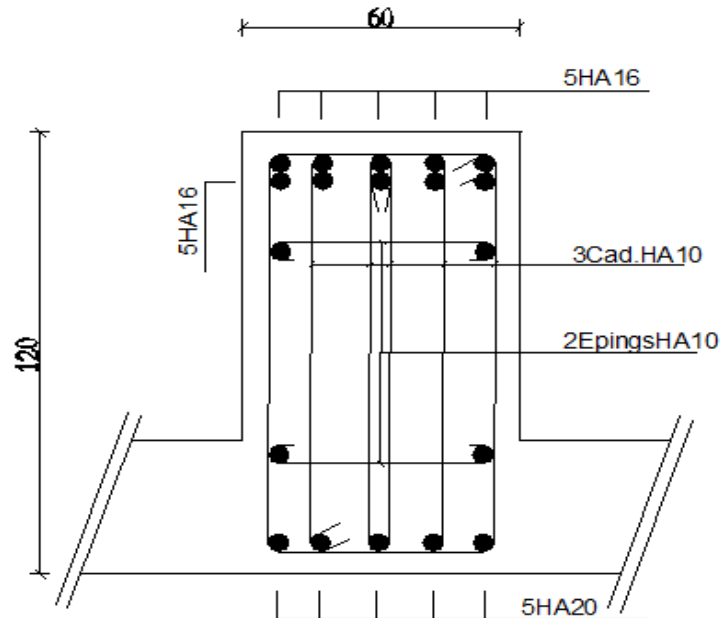
| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms (KN.m) | ρ_1 | β | K ₁ | σ_{st} (MPa) | σ_b (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) | Obs |
|------|--------|--------------------------|--------------|----------|---------|----------------|------------------------|---------------------|-----------------------------------|-----|
| x-x | Appuis | 29.78 | 750.05 | 0.42 | 0.900 | 35 | 239.18 | 6.83 | 15 | cv |
| | Travée | 31.42 | 783.36 | 0.45 | 0.898 | 34.02 | 237.29 | 6.97 | 15 | cv |
| y-y | Appuis | 29.78 | 1066.6 | 0.42 | 0.900 | 35 | 340.15 | 9.71 | 15 | cv |
| | Travée | 24.06 | 700.68 | 0.34 | 0.909 | 39.95 | 273.82 | 6.85 | 15 | cv |

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes

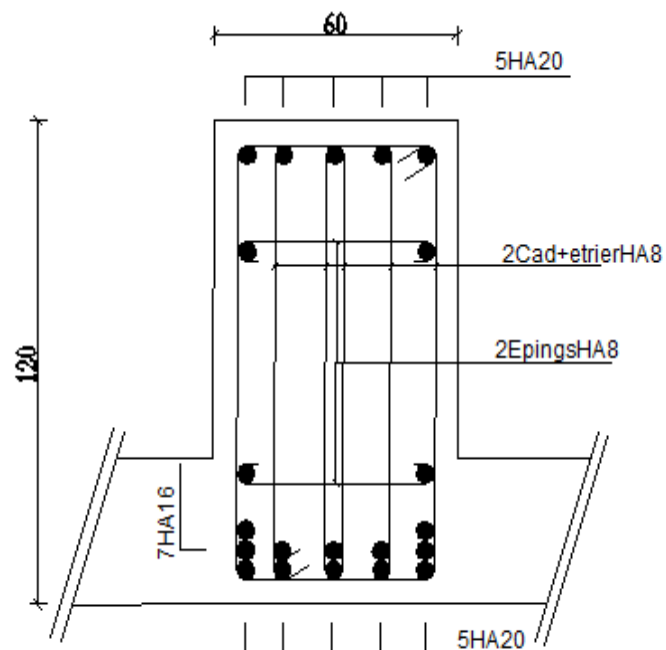
Les schémas de ferrailage de la nervure :

❖ Sens longitudinales « X-X » :

En travée :

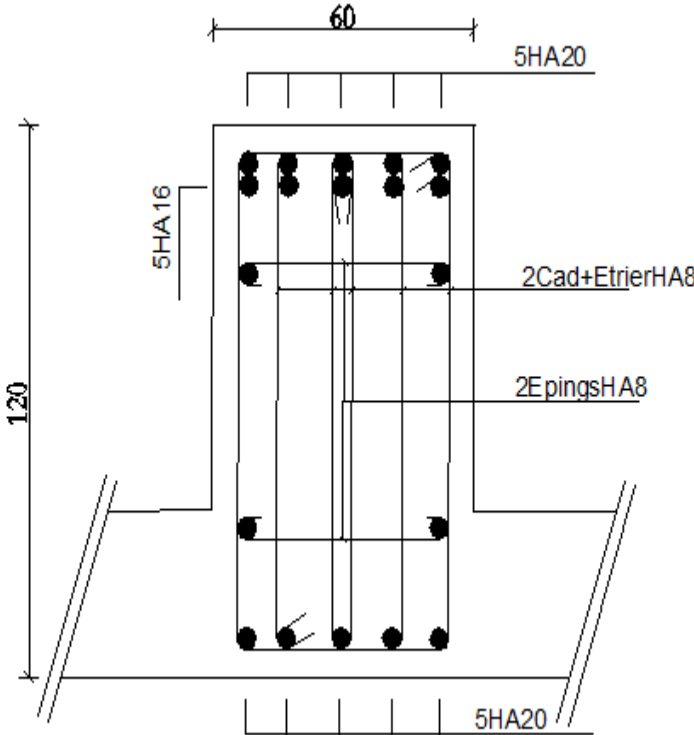


Aux appuis :

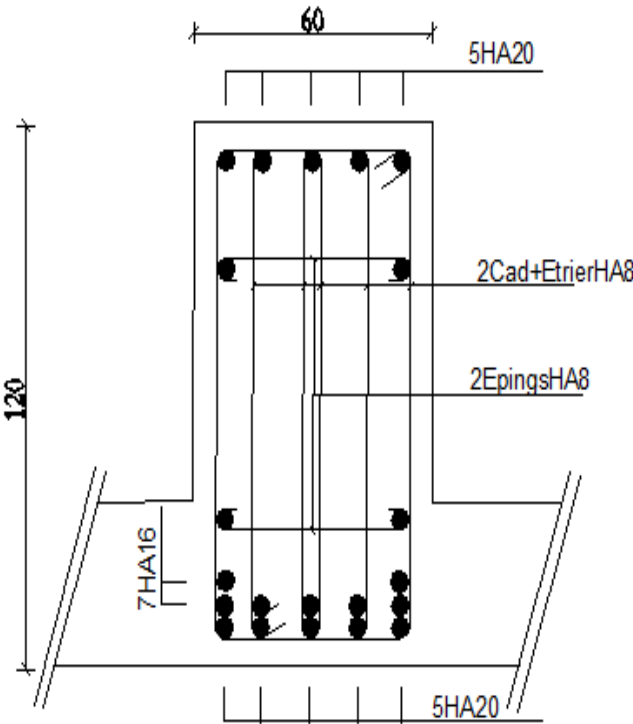


❖ Sens transversales « Y-Y » :

En travée :



Aux appuis :



Conclusion générale

Dans le domaine de génie civil. Tout ingénieur a pour rôle de concevoir et calculer les éléments de la structure afin qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

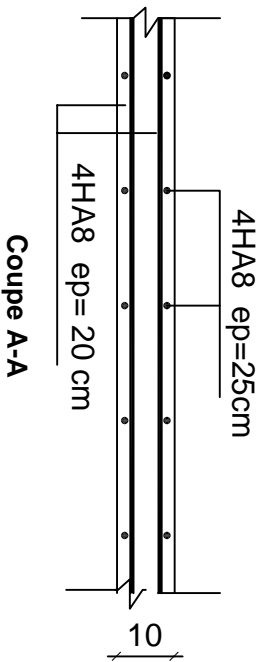
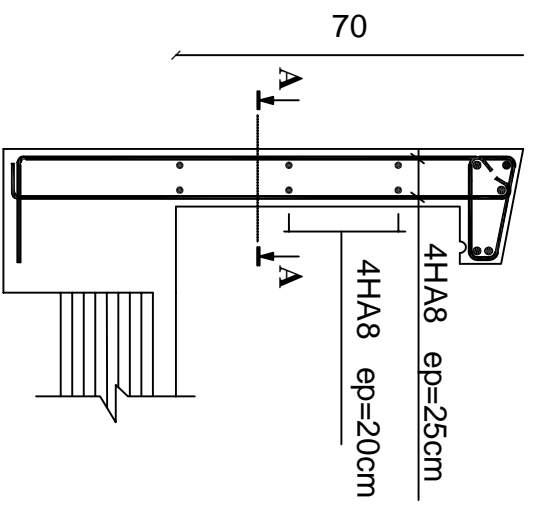
A ce titre, le projet de fin d'études qui nous a été confié, a permis de mettre à l'épreuve un aspect fondamental de notre profession d'ingénieur qui est purement technique de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité .

Dans l'étude de ce projet, l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure ont été effectués à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

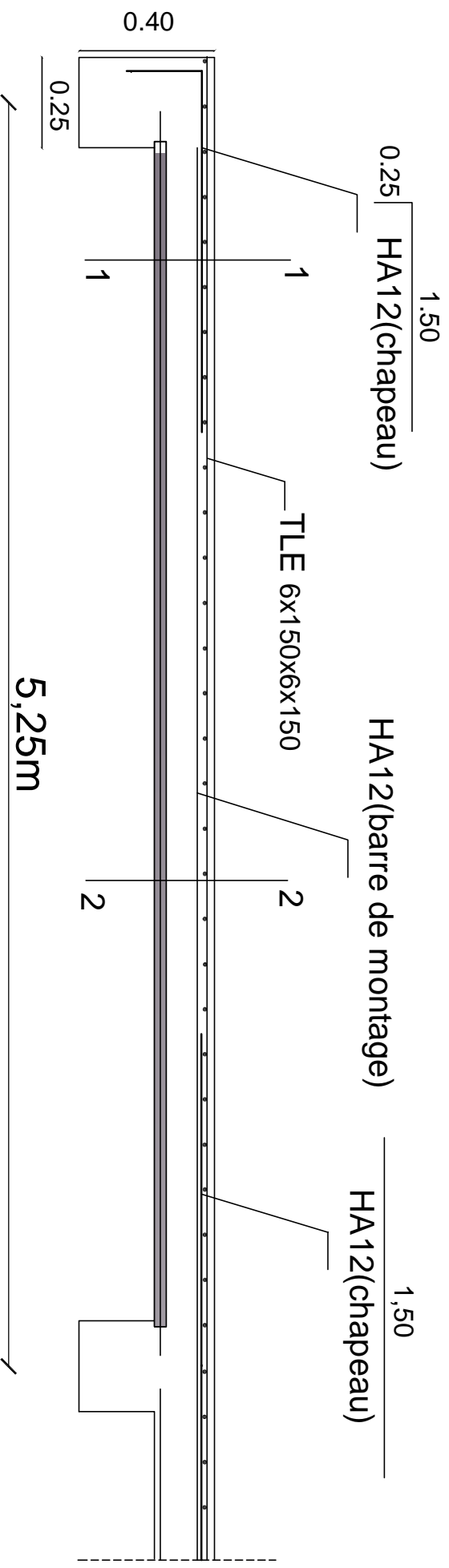
Tout au long de ce travail, nous avons essayé de consolider nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus, en utilisant des logiciels SOCOTEC, ETABS et de nouvelles méthodes de calcul, de consulter des documents techniques et réglementaires concernant le calcul des structures.

La conception parasismique, la vérification manuelle et calcul des différents éléments en béton armé, nous avons pu nous intéresser à des concepts assez particuliers et peu fréquents, et aussi découvrir leur grande utilité surtout dans des situations délicates.

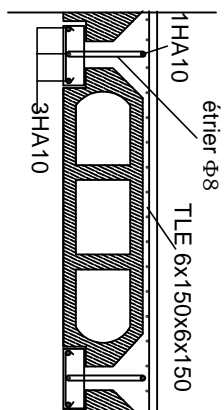
Donc il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, et qu'elle devienne un réflexe, de façon à réduire et contrôler les dommages probables, et même avoir une bonne exécution des travaux permettant aux bâtiments la résistance contre les séismes.



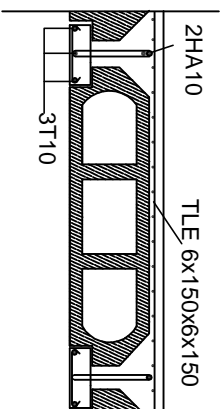
| | | | |
|-----------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMOUNI | | Faculté de génie de la construction | |
| DETTA OUIZOU | | Département de génie civil | |
| Préparé par: | Mme S. EL BOUASSAL | Plan de | Echelle: 1/100 |
| Thème: | FERRAILLAGE | 1/50 | |
| Pr. MOULOUD MAMMOUNI | DE L'ACROTÈRE | Novembre 2022 | |



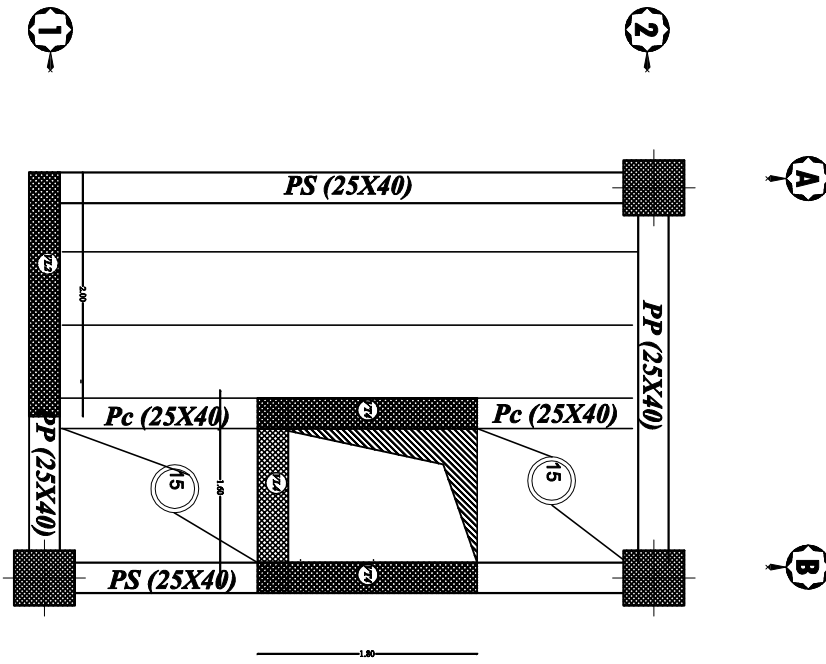
Coupe 2-2



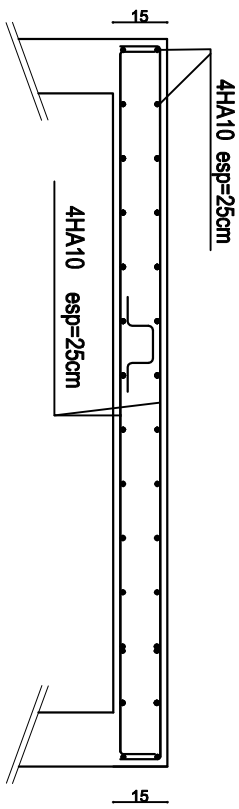
Coupe 1-1



| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakhal Zahra Mlle Sid-Ali Souad | | planche: 15 | |
| Dirigé par: M^r MAGHLET El-Mehdi | | Echelle: 1/20 | |
| FERRAILLAGE DU PLANCHER | | 2021-2022 | |

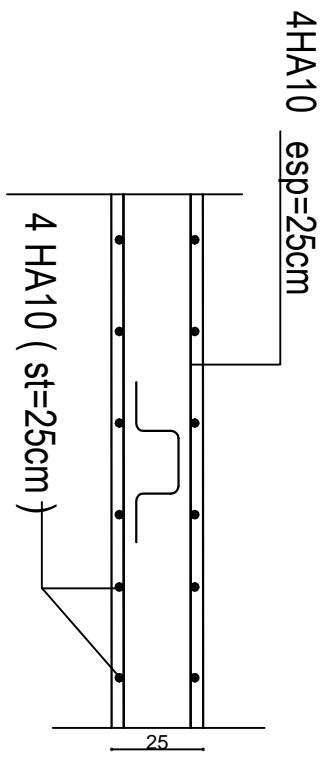


COUPE A-B:

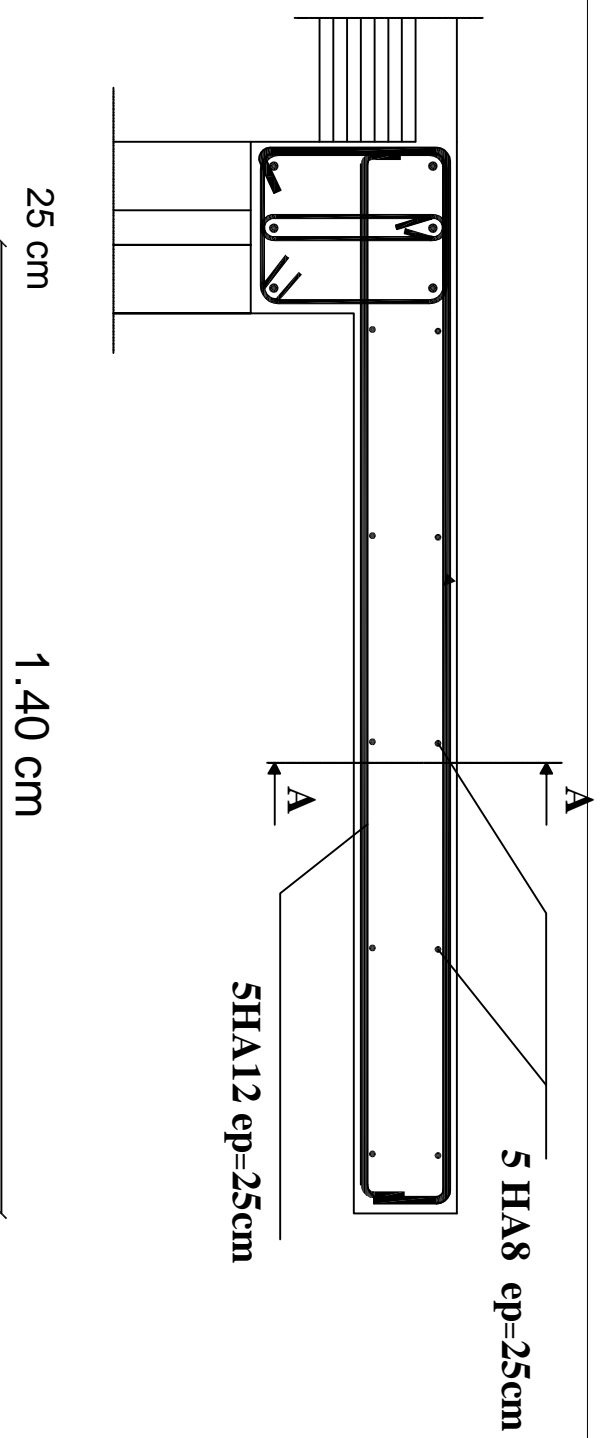


SENS X-X

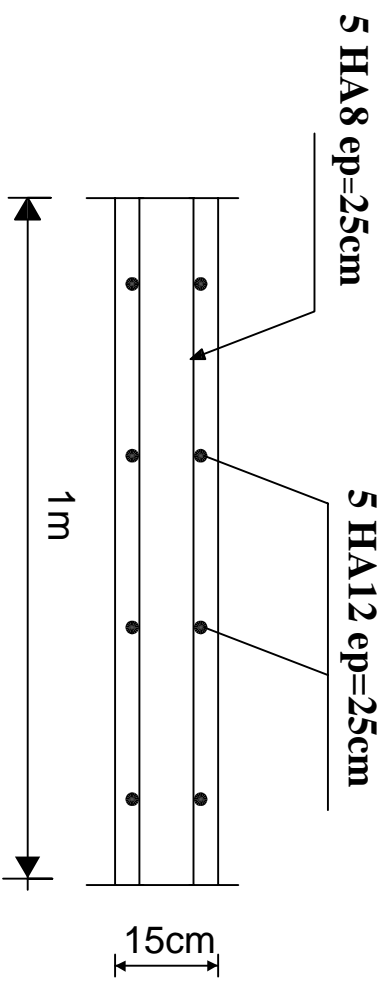
COUPE 1-2:



| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Ecole de génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lebelhal Zahra Mlle Sid-Ah Soud | | <h3>PLAN DE FERRAILLAGE de la salle machine</h3> | |
| Dirigé par: Mr MAGREZET B.Mohd | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

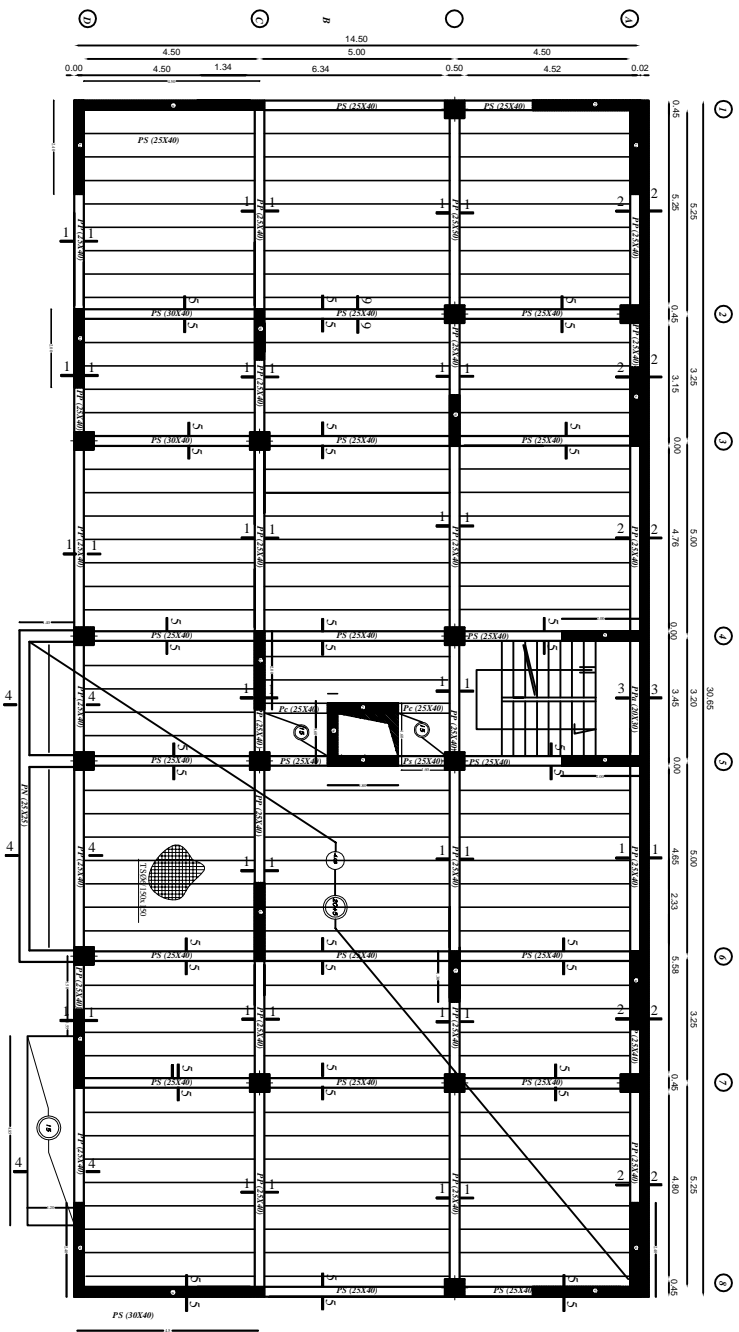


Coupe A-A

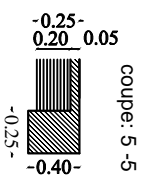
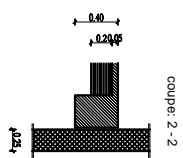
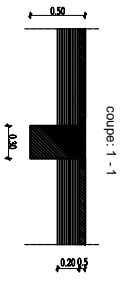
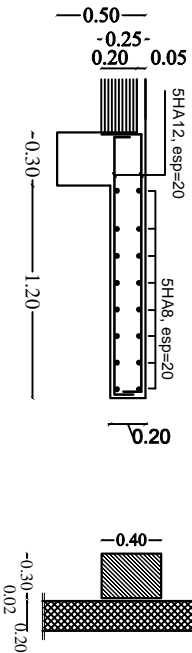


| | | | |
|---|--|---|------------------------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Étudié par: Mme Lakhdar Zohra Mlle Siba Al-Soud | | PLAN DE FERRAILLAGE du la console | Echelle: 1/100 1/50 |
| Dirigé par: Mr MACHHET EL-MAGAL | | | |

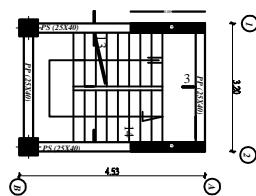
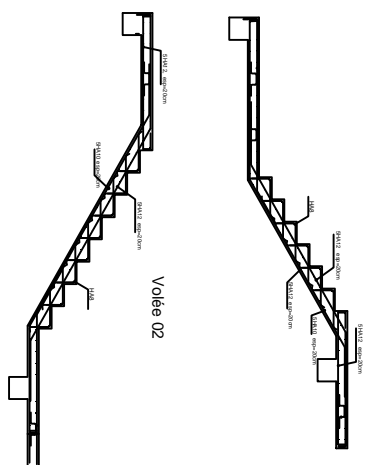
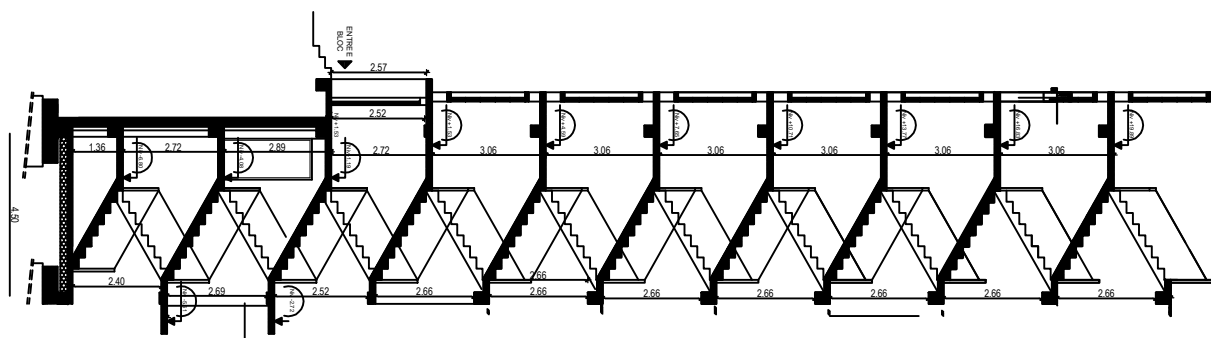
COFFRAGE PLANCHER NIV-4.08



poteaux (45x50)

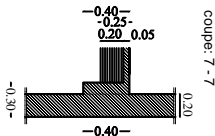
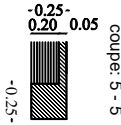
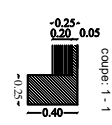
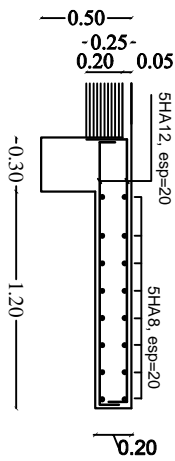
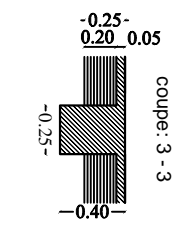
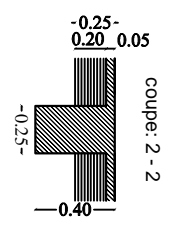
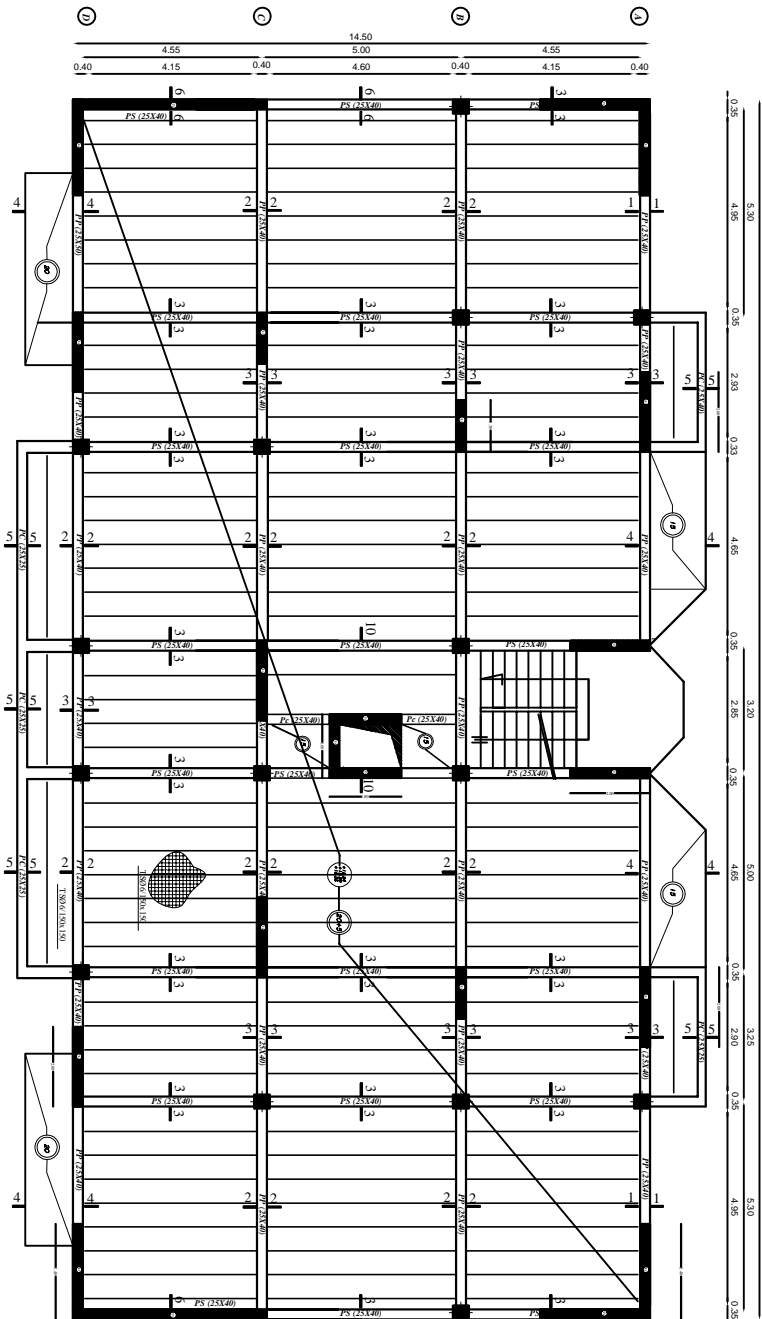


| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakhdar Zahra Mlle Sid-Ah Sound | | PLAN DE COFFRAGE NIV -4.08 | |
| Dirigé par: Mr MAGHLET El-Mekki | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |



| | | | |
|----------------------------|--|--|--|
| UNIVERSITA' ARCHITETTURA | | Fornitura piante di cantiere | |
| DEPT. 0722 - ROMA | | Dipartimento di Architettura | |
| Titolo per Architettura | | PLANTE FERRAILAGE DE L'ESCALIER | |
| Disegnato M. MARCHETTI | | Escala: 1/100 | |
| M. MARCHETTI | | November 2023 | |

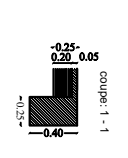
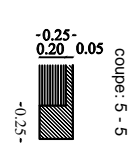
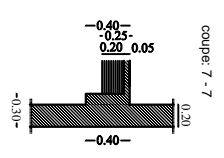
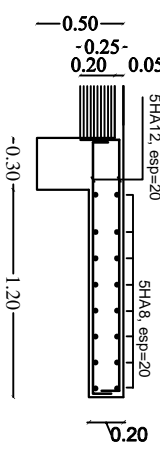
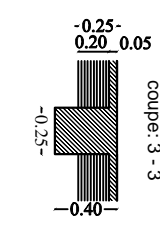
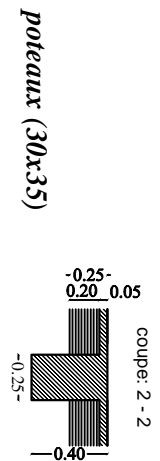
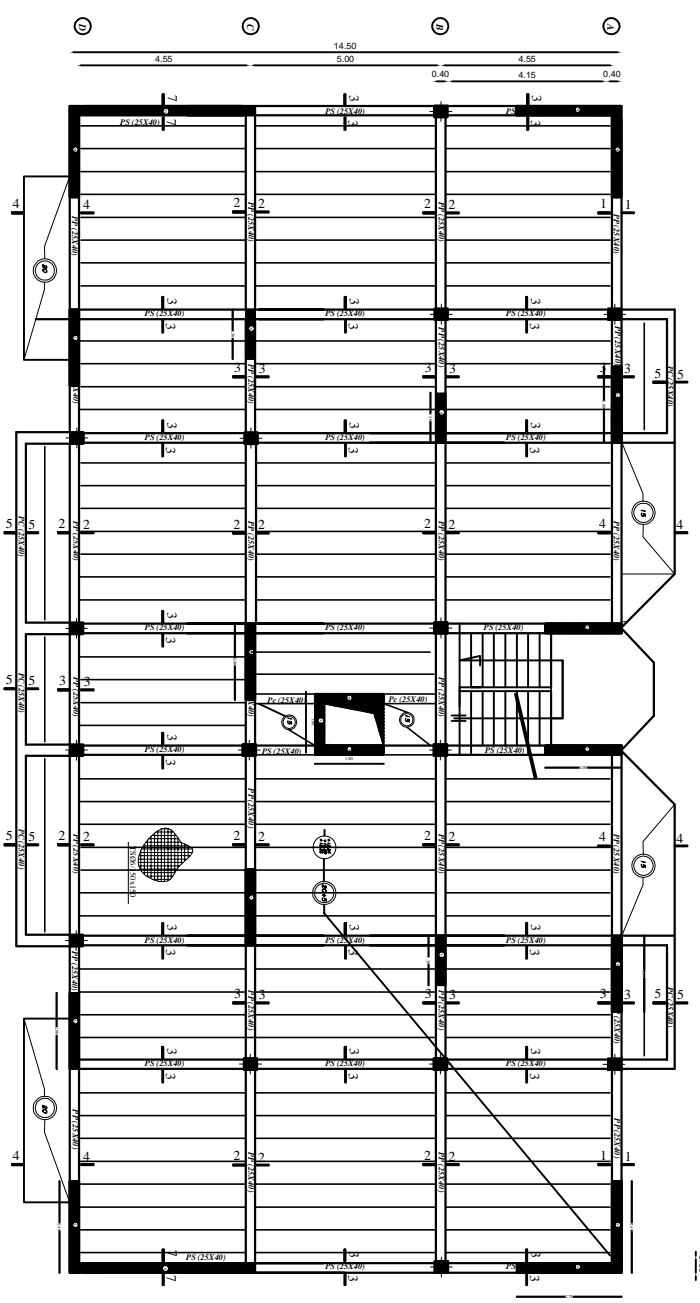
COFFRAGE PLANCHER NIV+6.12, NIV+9.18 & NIV+12.24



poteaux (35x40)

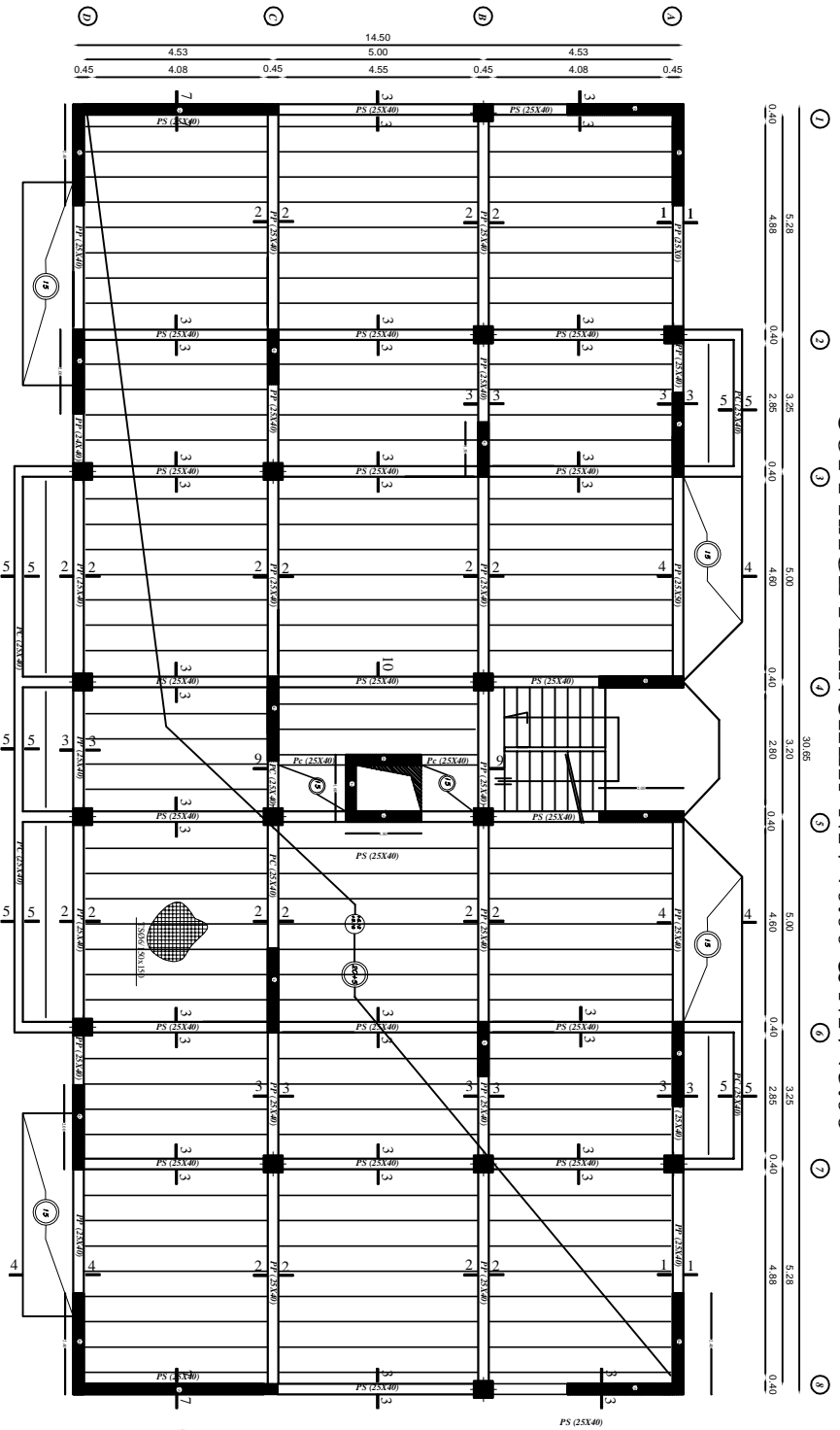
| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUUD MAMMARI DE TIZ OUZOU | | Faculté de génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakhdar Zahra Mlle Sid-Ali Sondad | | PLAN DE COFFRAGE NIV+6.12, NIV+9.18 +12.24 | |
| Dirigé par: Mr-MAGHLET El-Mehdi | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

COFFRAGE PLANCHER NIV+18.36 ,NIV+21.42& NIV+24.48

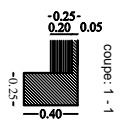
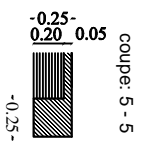
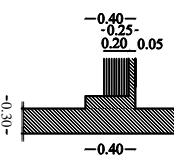
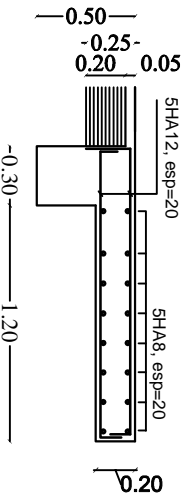
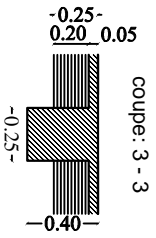
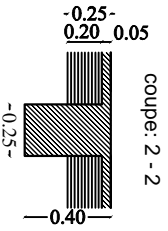


| | | | |
|--|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakhdar Zahra Mlle Sid-Ali Souad | | PLAN DE COFFRAGE NIV+18.36 ,NIV+21.42& NIV+24.48 | |
| Dirigé par: M. MACHCHER ELMAHDI | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

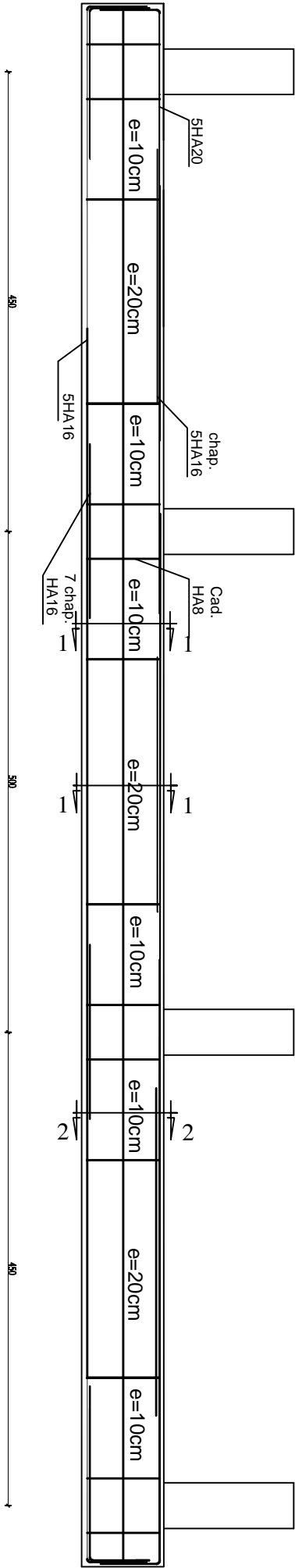
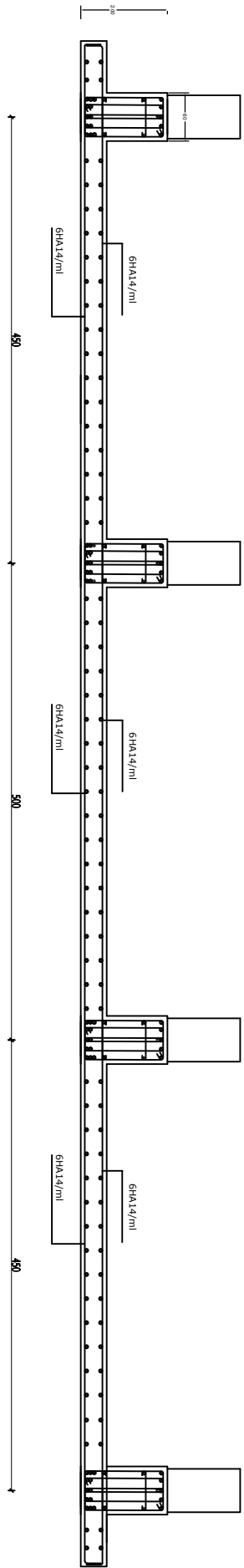
COFFRAGE PLANCHER NIV+0.00 & NIV+3.06



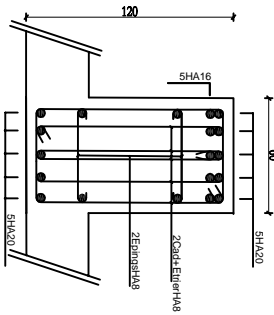
poteaux (40x45)



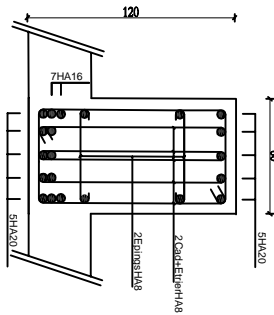
| | |
|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | Faculté du génie de la construction Département de génie civil |
| Etudié par: Mme Lakhal Zahra Mlle Sid-Ali Sound | <h2 style="margin: 0;">PLAN DE COFFRAGE NIV NIV+0.00 & NIV+3.06</h2> |
| Dirigé par: Mr-MAGHLET El-Mehdi | Echelle: 1/100 1/50 Novembre 2022 |



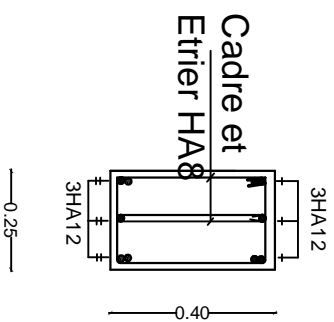
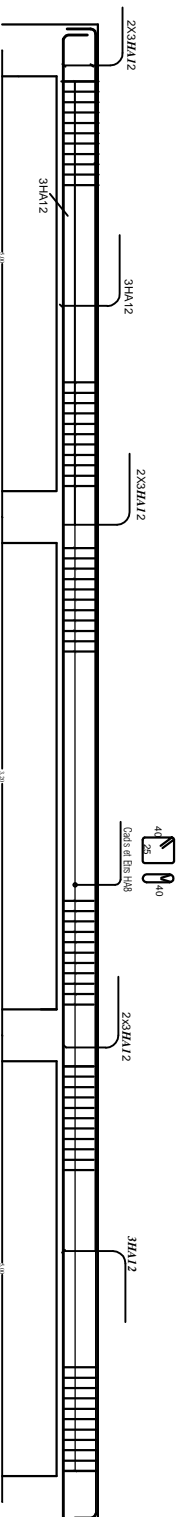
COUPE 1-1



COUPE 2-2

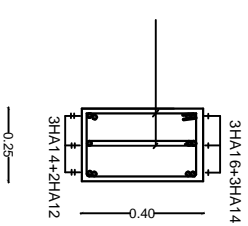
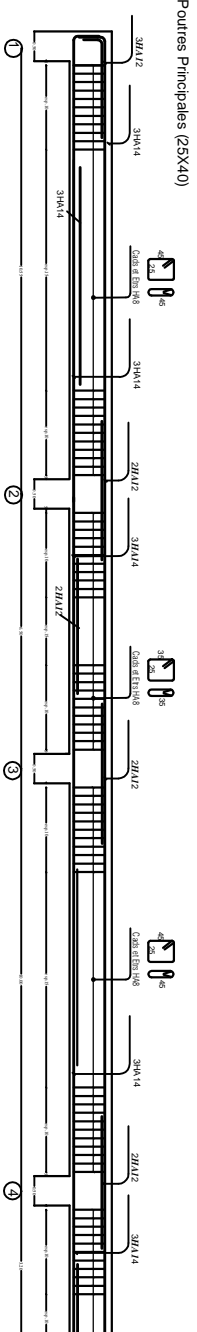


| | | | |
|--|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUH MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakhdar Zahra | | Planche: 09 | |
| Dirigé par: Mlle Sid-Ali Souad | | Echelle: 1/50 | |
| Plan de ferrailage des nervures suivant Y-Y | | 1/25 | |
| M. MOHAMED EL-BAWA | | 2021-2022 | |



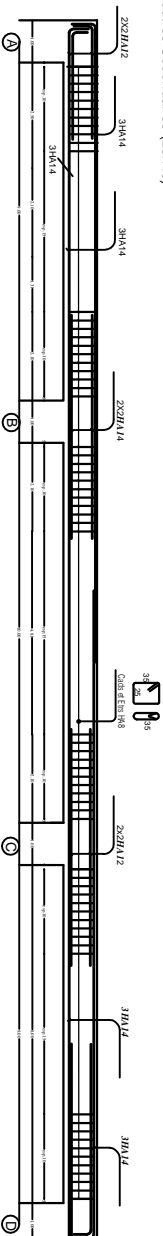
| | | | |
|--|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | <i>Faculté du génie de la construction Département de génie civil</i> | |
| <i>Etudié par:</i> Mme Lakhal Zahra Mlle Sid-Ali Souad | | PLAN DE FERRAILLAGE de la poutre de chaînage | |
| <i>Dirigé par:</i> Mr MAGHLET El-Mehdi | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

poutre principale

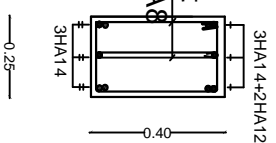


poutre secondaire

Poutres Secondaires (25x40)

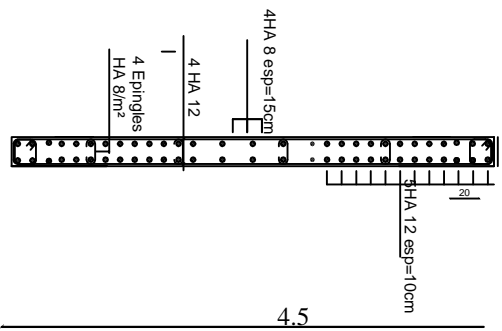


Cadre et Etrier HA8

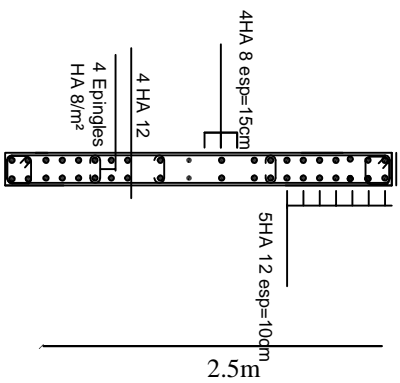


| | | | |
|--|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| <i>Etudié par:</i> Mère Lakhal Zahra Mlle Sid-Ali Soudad | | PLAN DE FERRAILLAGE des poutres | |
| <i>Dirigé par:</i> Mr MAGHLET El-Mehdi | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

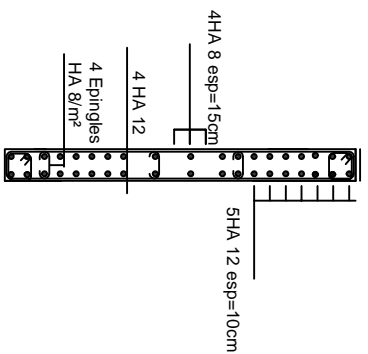
Ferrailage des voiles de 4.50m en zone 1,2,3:



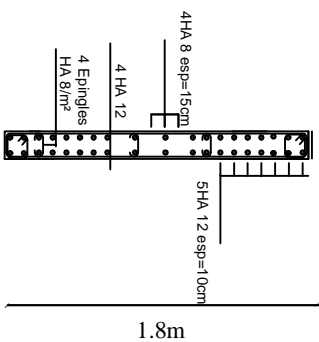
Ferrailage des voiles de 2.50m en zone 1,2,3:



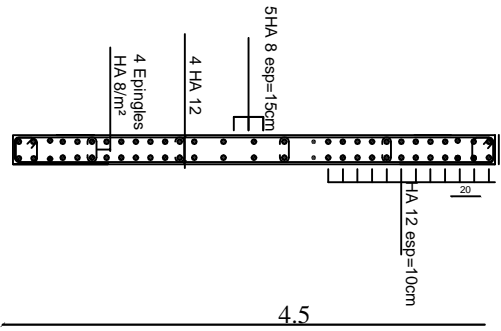
Ferrailage des voiles de 2.00m en zone 1,2,3:



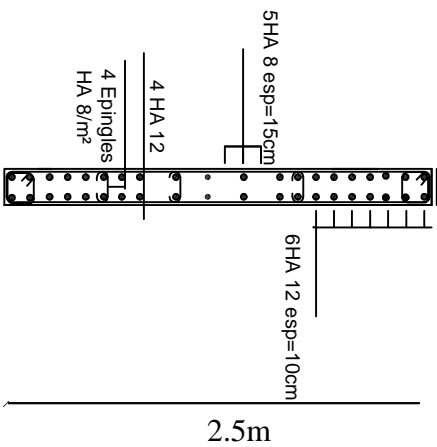
Ferrailage des voiles de 1.80m en zone 1,2,3:



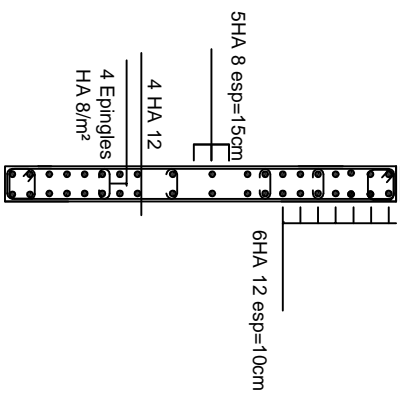
Ferrailage des voiles de 4.50m en zone 4:



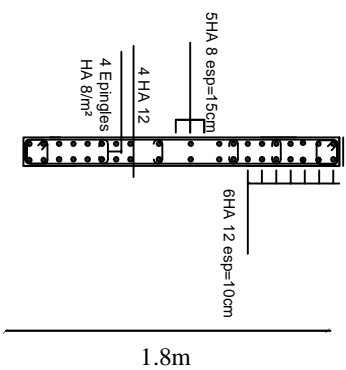
Ferrailage des voiles de 2.50m en zone 4:



Ferrailage des voiles de 2.00m en zone 4:

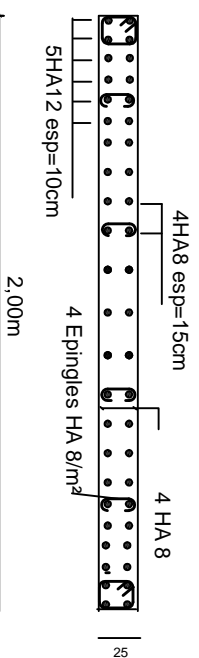


Ferrailage des voiles de 1.80m en zone 4:

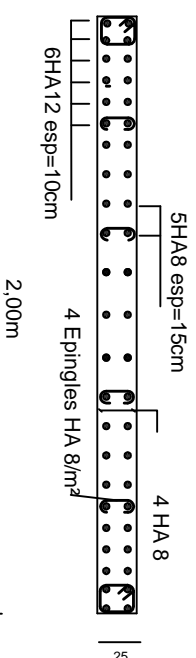


| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI DE TIZI ORZOU | | Faculté de génie de la construction Département de génie civil | |
| Étudié par: Moez Lakhal Zahou Mlle. Sidi-El-Soud Dirigé par: M-MAGAGLET Elmahdi | | PLANDE FERRAILAGE des voiles transversales | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |

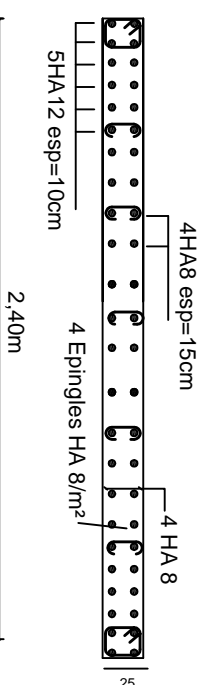
Feraillage des voiles de 2.00m en zone 1,2,3:



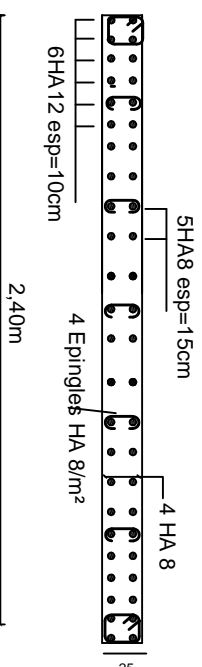
Feraillage des voiles de 2.00m en zone 4:



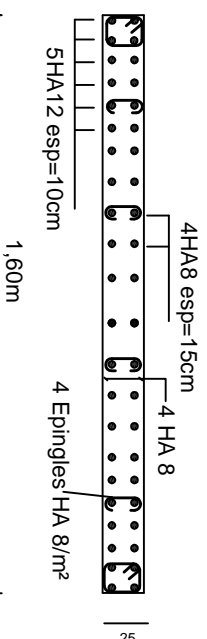
Feraillage des voiles de 2.40m en zone 1,2,3:



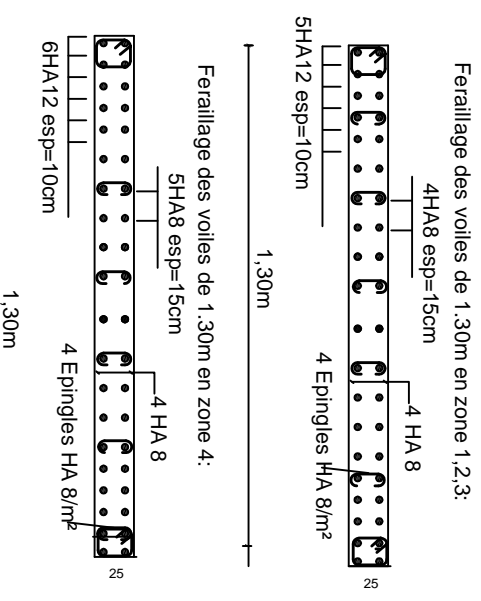
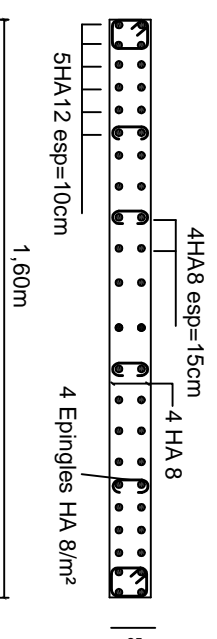
Feraillage des voiles de 2.40m en zone 4:



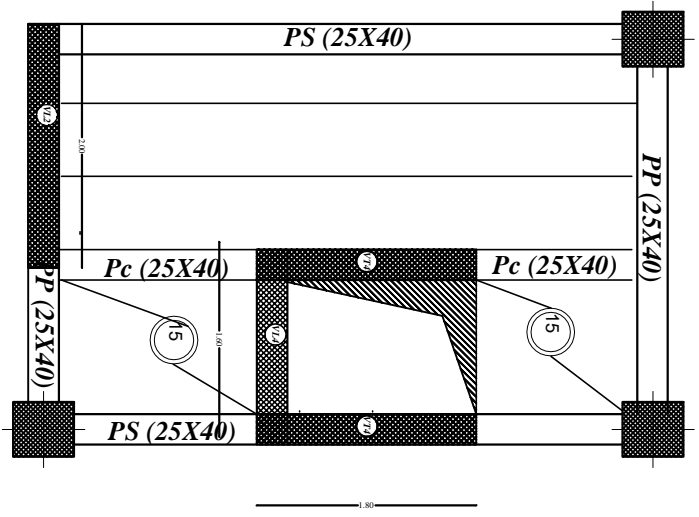
Feraillage des voiles de 1.60m en zone 1,2,3:



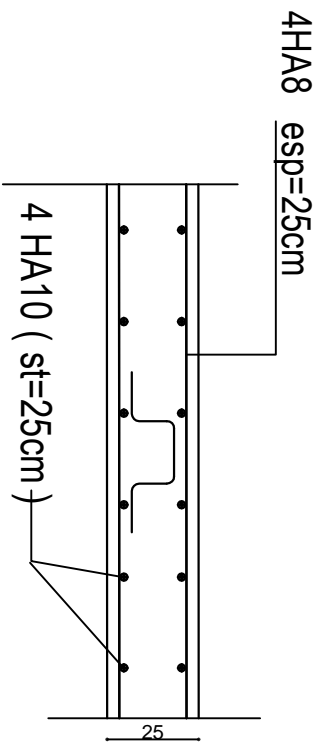
Feraillage des voiles de 1.60m en zone 4:



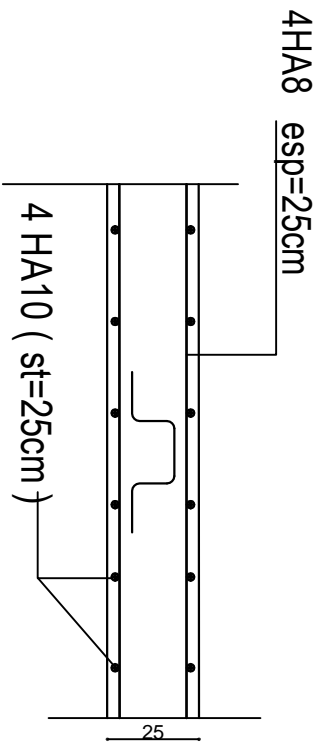
| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI DE TIZI ORZOU | | Faculté de génie de la construction Département de génie civil | |
| Étudié par: Moez Lakhal Zahou Mlle. Sidi Ali Soudi Dirigé par: M-MAGAGLET Elamchi | | PLANDE FERRAILLAGE des voiles longitudinales | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |



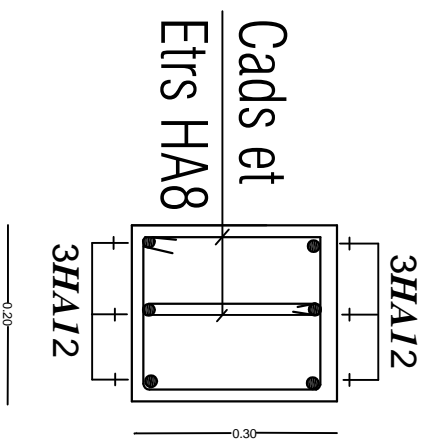
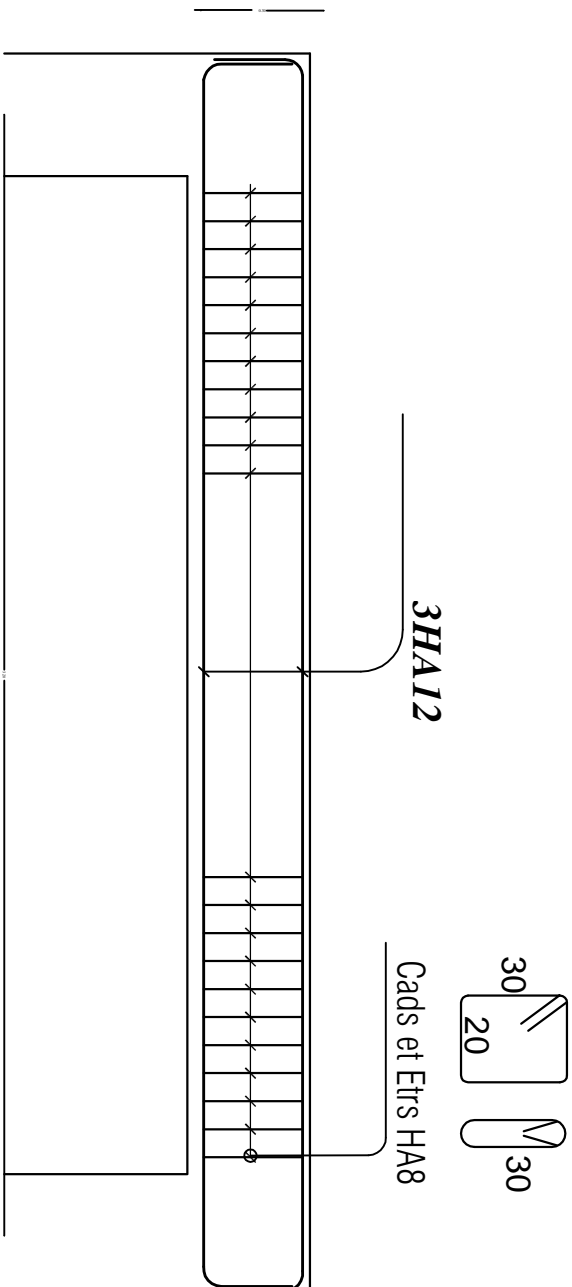
Sens X-X:



Sens Y-Y:



| | | | |
|--|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté de génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme Lakheul Zahra Mlle Sid-Ali Souad | | PLAN DE FERRAILLAGE de la dalle pleine | |
| Dirigé par: M. MACHILET El-Mehdi | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |



| | | | |
|---|--|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Etudié par: Mme. Lakhal Zahra Mlle. Sid-Ali Souad | | PLAN DE FERRAILLAGE de la poutre palier | |
| Dirigé par: Mr. MAGHLET ELMEHDI | | | |
| | | Echelle: 1/100 1/50 | |
| | | Novembre 2022 | |