

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche  
Scientifique.

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION.

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL.



**MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE  
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN  
GENIE CIVIL.**

**SPECIALITE : STRUCTURE.**

**Thème :**

***Etude complète d'une structure d'un immeuble (2S.sol +RDC+6)  
contreventée par des voiles.***

Réalisé par : **Mr IRERA ASCENSION.**

Bureau d'études : **Building tour.**

Promoteur : **Docteur KARIM BENYAH.**

**Promotion : 2023-2024.**

## Dédicaces.

Je dédie ce travail à :

Mon père : NUNGARARO Charles.

Ma mère : KAMIKAZI Prospérine

Mes 3 frères : TUYISENGE Espoir.

IRASHOBOYE Trésor.

NUNGARARO Gédéon.

Mes 3 sœurs : ITERITEKA Deborah.

IGIRANEZA Blessing.

IRUMVA Happynes.

Professeur Mahatout (Encadreur de stage).

Mon ami : NINGAZA Claver.

Toute la communauté Burundaise en Algérie.

Tous mes amis qui ont contribué de loin ou de près dans ma vie.

Tous mes camarades de la même promotion.

Tous les membres du Groupe (GBU) en Algérie.

## Remerciements.

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers mon Père et ma mère pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour moi, pour leur soutien spirituel et financier, pour leur amour ; également à mon encadreur Mr KARIM Benyahi pour son implication dans la réalisation de ce travail, sa patience, sa disponibilité ainsi que ses conseils m'ont permis d'avancer jusqu'à la fin de ce projet malgré les défis inhérents.

Ensuite, je suis reconnaissant envers le Bureau d'étude (**Building Tour**) pour la confiance qu'ils m'ont témoigné en mettant à ma disposition tous les documents nécessaires notamment les plans d'architecture et le rapport géotechnique ; et en particulier, un grand merci à Mr Mahatout mon encadreur de stage qui m'a accompagné avec bienveillance et respect durant toutes les visites sur chantier ; son expérience sur terrain m'a permis d'appréhender certains concepts que jusqu'à là m'étaient littéralement théoriques .

Enfin, j'adresse mes remerciements à tous les membres de l'administration pour les efforts fournis pour le bon déroulement des activités universitaires ainsi qu'à mes proches et mes amis qui n'ont cessé de me montrer leur soutien constant à travers la prière.

## Table des matières

<b>Partie I : Descente de charges et prédimensionnement des éléments structuraux.</b> .....	13 -
<b>I Introduction.</b> .....	14 -
<b>I.1</b> Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	14 -
<b>I.2</b> L'infrastructure :.....	15
<b>I.3</b> La superstructure. ....	18
<b>I.4</b> Les caractéristiques mécaniques des matériaux. ....	35
<b>ChapitreII : Prédimensionnement des éléments Structuraux.</b> .....	43
<b>II.1</b> Plancher en corps creux. ....	44
<b>II.6</b> Charges permanentes.....	50
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.</b> .....	65
<b>III.1</b> Escalier. ....	66
<b>III.2</b> Calcul à l'état limite ultime (ELU).....	69
<b>III.3</b> Calcul à l'état limite de service (ELS). ....	74
<b>III.4</b> Poutre palière.....	79
<b>III.5</b> Plancher à corps creux.....	86
<b>III.6</b> Dalle pleine.....	101
<b>III.7</b> Dalle pleine (salle machine). ....	108
<b>III.8</b> Porte à faux. ....	124
<b>PartieII : Dimensionnement des éléments Structuraux.</b> .....	129
<b>Introduction.</b> .....	130
<b>IV.1</b> La Modélisation. ....	131
<b>IV.2</b> L'interface du Logiciel Etabs 17. ....	133
<b>IV.3</b> Optimisation selon les règles parasismique Algérien (RPA 99/2003). ....	152
<b>Chapitre 5 : Les éléments structuraux.</b> .....	162
<b>V.1 : Les poteaux.</b> .....	163
<b>V.2 : Les poutres.</b> .....	180
<b>V.3 : Les Voiles.</b> .....	197
<b>V.4 : Les voiles périphériques.</b> .....	211
<b>Chapitre VI : Etude de L'infrastructure.</b> .....	216
<b>VI.1 : Introduction.</b> .....	217
<b>VI.2 : Définition.</b> .....	217
<b>VI.3 : Choisir le type de fondation.</b> .....	218
<b>VI.4 : La modélisation avec le logiciel SAFE16.</b> .....	223
<b>VI.5 : Ferrailage du radier.</b> .....	227

<b>VI.6 : Ferrailage des nervures.</b> .....	231
<b>PLANS DE COFFRAGE (Immeuble 2SS+RDC+6).</b> .....	245
<b>Conclusion générale.</b> .....	253
<b>Bibliographie.</b> .....	254

## Liste de figures.

<b>Figure I 1: Rapport du Sol.</b> .....	17
<b>Figure I 2: Plancher en Corps creux.</b> .....	18
<b>Figure I 3: Dalle pleine.</b> .....	19
<b>Figure I 4: Coupe d'escalier à 2 Volets.</b> .....	19
<b>Figure I 5: Murs en Brique creuse.</b> .....	20
<b>Figure I 6: Balcon en perspective.</b> .....	21
<b>Figure I 7: Diagramme de calcul contrainte- déformation du béton à L'ELU.</b> .....	38
<b>Figure I 8: Diagramme contraintes déformations du béton à L'ELS.</b> .....	39
<b>Figure I 9: Diagramme contraintes déformation des aciers à L'ELU.</b> .....	41
<b>Figure II 1: Plancher en hourdis.</b> .....	45
<b>Figure II 2: Schémas illustrant les conditions des rigidités aux extrémités.</b> .....	49
<b>Figure II 3: Représentation d'une coupe d'un Voile.</b> .....	49
<b>Figure II 4: Schémas des différentes couches (Plancher).</b> .....	50
<b>Figure II 5: Coupe d'un plancher et représentation en 3D.</b> .....	51
<b>Figure II 6: Les couches d'une dalle pleine.</b> .....	53
<b>Figure II 7: Coupe d'un mur extérieur.</b> .....	53
<b>Figure II 8: Mur intérieur.</b> .....	54
<b>Figure II 9: Surface d'influence (Toiture).</b> .....	55
<b>Figure II 10: Coupe de plancher inaccessible.</b> .....	56
<b>Figure II 11: Plancher de l'étage en Attique.</b> .....	56
<b>Figure II 12: Surface d'influence étage courant.</b> .....	57
<b>Figure II 13: Dégression de surcharges d'exploitations.</b> .....	59
<b>Figure III 1: Les dimensions de l'escalier.</b> .....	67
<b>Figure III 2: Schémas statique de l'escalier.</b> .....	69
<b>Figure III 3: 1er tronçon de l'escalier.</b> .....	70
<b>Figure III 4: 2ème tronçon de l'escalier.</b> .....	70
<b>Figure III 5: Diagrammes des efforts internes de l'escalier.</b> .....	71
<b>Figure III 6: Schémas statique de l'escalier à L'ELS.</b> .....	74
<b>Figure III 7: 1er tronçon de l'escalier à L'ELS.</b> .....	75
<b>Figure III 8: 2ème tronçon de l'escalier à L'ELS.</b> .....	75
<b>Figure III 9: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELS.</b> .....	76
<b>Figure III 10: Coupe de l'escalier.</b> .....	85
<b>Figure III 11: Plan de ferrailage de la poutre palière.</b> .....	85
<b>Figure III 12: La table de la compression de la nervure.</b> .....	89
<b>Figure III 13: Schémas statique à L'ELU.</b> .....	90
<b>Figure III 14: Schémas statique à L'ELS.</b> .....	90
<b>Figure III 15: Diagrammes des efforts internes.</b> .....	95
<b>Figure III 16: Poutrelles et la dalle de la compression.</b> .....	100
<b>Figure III 17: Coupe transversale de poutrelles.</b> .....	100
<b>Figure III 18: Plan de ferrailage de la dalle pleine.</b> .....	107
<b>Figure III 19: Coupe du plan de ferrailage.</b> .....	107
<b>Figure III 20: Rectangle de diffusion de la charge A au niveau du feuillet moyen.</b> .....	109
<b>Figure III 21: Des charges fictives.</b> .....	109

<b>Figure III 22: Cas de charge I.</b>	110
<b>Figure III 23: Cas de charge II.</b>	112
<b>Figure III 24: Cas de charge III.</b>	113
<b>Figure III 25: Cas de charge IV.</b>	115
<b>Figure III 26: Plan de ferrailage (Dalle de la salle machine).</b>	123
<b>Figure III 27: Coupe de la dalle de salle machine.</b>	123
<b>Figure III 28: Schémas statique du Balcon.</b>	124
<b>Figure III 29: Diagramme des efforts internes (Balcon).</b>	125
<b>Figure III 30: Plan de ferrailage du Balcon.</b>	128
<b>Figure III 31: Coupe du Balcon.</b>	128
<b>Figure IV 1: Paramètres de nombre d'étage et les hauteurs de niveaux.</b>	133
<b>Figure IV 2: Les dimensions du bâtiment.</b>	134
<b>Figure IV 3: les dimensions en élévation sur Etabs.</b>	134
<b>Figure IV 4: les matériaux utilisés.</b>	135
<b>Figure IV 5: Définition des matériaux.</b>	136
<b>Figure IV 6: Le matériau pour le plancher en corps creux.</b>	136
<b>Figure IV 7: les sections des poutres et poteaux.</b>	138
<b>Figure IV 8: Les sections des poteaux.</b>	138
<b>Figure IV 9: Les sections des poutres.</b>	139
<b>Figure IV 10: Les planchers en corps creux et les dalles pleines.</b>	140
<b>Figure IV 11: Voiles de contreventement et voiles peripheriques.</b>	141
<b>Figure IV 12: Visualisation en 3D des poteaux.</b>	142
<b>Figure IV 13: Visualisation en 3D des poutres et des poteaux.</b>	143
<b>Figure IV 14: Représentation du plancher en corps creux et la dalle pleine.</b>	143
<b>Figure IV 15: Représentation en 3D des voiles.</b>	144
<b>Figure IV 16: Les charges G et Q.</b>	145
<b>Figure IV 17: L'intensité de la charge Q au 3eme Etage sur Etabs17.</b>	146
<b>Figure IV 18: L'intensité de la charge G au 3eme Etage sur Etabs17.</b>	146
<b>Figure IV 19: Le spectre de réponse.</b>	147
<b>Figure IV 20: Le spectre de réponse sur Etabs17.</b>	148
<b>Figure IV 21: Introduction de Ex et Ey sur Etabs17.</b>	149
<b>Figure IV 22: Combinaisons de charges sur Etabs17.</b>	150
<b>Figure IV 23: Types d'appuis.</b>	150
<b>Figure IV 24: Mass source (Etabs17).</b>	151
<b>Figure IV 25: Nombres de diaphragmes. (Etabs17).</b>	151
<b>Figure IV 26: Diaphragme sur Etabs.</b>	152
<b>Figure IV 27: La valeur de l'effort normal à la base.</b>	155
<b>Figure IV 28: La valeur de l'effort normal dans les voiles.</b>	156
<b>Figure IV 29: Les valeurs de l'effort tranchant à la base.</b>	157
<b>Figure IV 30: Le poids de la structure sur Etabs 17.</b>	158
<b>Figure V 1: Schémas pour localiser les poteaux.</b>	164
<b>Figure V 2: Section des poteaux.</b>	173
<b>Figure V 3: Ferrailage de poteaux.</b>	179
<b>Figure V 4: Plan de repérage des poutres.</b>	182
<b>Figure V 5: File ayant la poutre principale la plus sollicité de la structure sous le chargement sismique.</b>	184
<b>Figure V 6: Poutre principale liée aux voiles ayant la valeur maximale de moment en appui inferieur.</b>	184
<b>Figure V 7: File ayant la valeur maximale de moment sous la combinaison sismique</b>	185
<b>Figure V 8: Poutre principale liée aux voiles la plus sollicité sous un chargement sismique.</b>	185

<b>Figure V 9: Poutre principale non liée aux voiles la plus sollicitée en appui supérieur.</b>	186
<b>Figure V 10: Poutre principale non liée aux voiles la plus sollicitée en appui inférieur.</b>	186
<b>Figure V 11: Poutre secondaire liée aux voiles la plus sollicitée en appui supérieur.</b>	187
<b>Figure V 12: Poutre secondaire liée aux voiles la plus sollicitée en appui inférieur.</b>	187
<b>Figure V 13: Plan de ferrailage des poutres principales. (PPLV).</b>	192
<b>Figure V 14: Plan de ferrailage des poutres principales. (PPNLV)</b>	193
<b>Figure V 15: Plan de ferrailage des poutres secondaires. (PSLV)</b>	194
<b>Figure V 16: Plan de ferrailage des poutres secondaires. (PSNLV)</b>	195
<b>Figure V 17: Plan de ferrailage de poutres de chaînage.</b>	196
<b>Figure V 18: Localisation des voiles.</b>	202
<b>Figure V 19: Détails des armatures. (V1)</b>	203
<b>Figure V 20: Détails d'armatures (V2).</b>	204
<b>Figure V 21: Détails d'armatures V3.</b>	205
<b>Figure V 22: Détails d'armatures(V4).</b>	206
<b>Figure V 23: Détails d'armatures (V5).</b>	207
<b>Figure V 24: Détails d'armatures (V6).</b>	208
<b>Figure V 25: Détails d'armatures (V7).</b>	209
<b>Figure V 26: Détails d'armatures (V8).</b>	210
<b>Figure V 27: Diagramme des efforts dues aux poussées des terres.</b>	212
<b>Figure V 28: Modélisation du voile périphériques.</b>	213
<b>Figure V 29: Plan de ferrailage de voiles périphériques.</b>	215
<b>Figure V 30: Plan de ferrailage de voiles périphériques.</b>	215
<b>Figure VI 1: Les réactions d'appuis sur SAFE16.</b>	222
<b>Figure VI 2: Modèle du radier général sur SAFE16.</b>	223
<b>Figure VI 3: Représentation des moments dans le radier suivant Y sur SAFE16.</b>	228
<b>Figure VI 4: Représentation des moments dans le radier suivant Y sur SAFE16.</b>	228
<b>Figure VI 5: Représentation des moments dans les nervures sur SAFE16.</b>	231
<b>Figure VI 6: Représentation des efforts tranchants dans les nervures sur SAFE16.</b>	232
<b>Figure VI 7: Moment maximal en travée dans les nervures.</b>	233
<b>Figure VI 8: L'effort tranchant maximal dans les nervures.</b>	233
<b>Figure VI 9: Moment maximal aux appuis dans les nervures.</b>	233
<b>Figure VI 10: Effort tranchant maximal dans les nervures.</b>	233
<b>Figure VI 11: Vérification des contraintes avec SOCOTEC.</b>	234
<b>Figure VI 12: Vérification des contraintes aux appuis avec SOCOTEC.</b>	234
<b>Figure VI 13: Moment maximal en travée.</b>	235
<b>Figure VI 14: Effort tranchant maximal.</b>	235
<b>Figure VI 15: Moment maximal aux appuis dans les nervures.</b>	235
<b>Figure VI 16: Effort tranchant maximal.</b>	235
<b>Figure VI 17: Vérification des contraintes en travée.</b>	236
<b>Figure VI 18: Vérification des contraintes aux appuis.</b>	236
<b>Figure VI 19: Détails d'armatures (Radier général).</b>	241
<b>Figure VI 20: Plan de ferrailage des nervures suivant X.</b>	242
<b>Figure VI 21: Plan de ferrailage des nervures suivant Y.</b>	243

## Liste des tableaux.

<b>Tableau II 1: Vérification selon le RPA.</b>	48
<b>Tableau II 2: Charges permanentes du plancher (Terrasse inaccessible).</b>	51
<b>Tableau II 3: Charges permanentes pour le plancher (Etage courant).</b>	52
<b>Tableau II 4: Charges permanentes (Terrasse accessible).</b>	52
<b>Tableau II 5: Charges permanentes (Dalle pleine).</b>	53
<b>Tableau II 6: Charges permanentes (Murs extérieurs).</b>	54
<b>Tableau II 7: Charges permanentes (Mur intérieur).</b>	54
<b>Tableau II 8: Surcharges d'exploitation.</b>	55
<b>Tableau II 9: Coefficients de dégression des surcharges.</b>	59
<b>Tableau II 10: Les surcharges cumulées.</b>	60
<b>Tableau II 11: Les différentes sections de poteaux.</b>	61
<b>Tableau II 12: Vérification selon RPA.</b>	62
<b>Tableau II 13: Vérification vis à vis du flambement.</b>	64
<b>Tableau III 1: Evaluation des charges permanentes (le volet).</b>	68
<b>Tableau III 2: Evaluation des charges permanentes (Palier).</b>	69
<b>Tableau III 3: Récapitulatifs des résultats.</b>	84
<b>Tableau III 4: Valeurs de G et Q.</b>	89
<b>Tableau III 5: Valeurs des planchers à L'ELU et à L'ELS.</b>	90
<b>Tableau III 6: Valeurs de moments en travée des poutrelles.</b>	93
<b>Tableau III 7: Valeurs de moments.</b>	115
<b>Tableau III 8: Valeurs de moments à L'ELS.</b>	121
<b>Tableau III 9: Evaluation de charges G (Garde - corps).</b>	124
<b>Tableau IV 1 : Résultats de la participation modale.</b>	154
<b>Tableau IV 2: Les valeurs de Q.</b>	158
<b>Tableau IV 3: L'effort normal réduit.</b>	159
<b>Tableau IV 4: Justification de la déformée.</b>	160
<b>Tableau IV 5: Justification vis à vis de l'effet P – D.</b>	161
<b>Tableau V 1: Les efforts internes dans les poteaux.</b>	165
<b>Tableau V 2: Vérification de sections d'armature.</b>	166
<b>Tableau V 3: Les résultats sur les sections d'armatures transversales.</b>	171
<b>Tableau V 4: Vérification vis à vis de la condition de non fragilité.</b>	176
<b>Tableau V 5: Vérification vis à vis de la contrainte limite du béton.</b>	177
<b>Tableau V 6: Vérification vis à vis de la contrainte limite dans les aciers.</b>	178
<b>Tableau V 7: Résultat sur le dimensionnement des poutres.</b>	183
<b>Tableau V 8: Résultats sur le dimensionnement (V1)</b>	203
<b>Tableau V 9: Résultats sur le dimensionnement (V2).</b>	204
<b>Tableau V 10: Résultats sur le dimensionnement (V3).</b>	205
<b>Tableau V 11: Résultats sur le dimensionnement (V4).</b>	206
<b>Tableau V 12: Résultats sur le dimensionnement (V5).</b>	207
<b>Tableau V 13: Résultats sur le dimensionnement (V6).</b>	208
<b>Tableau V 14: Résultats sur le dimensionnement (V7).</b>	209
<b>Tableau V 15: Résultats sur le dimensionnement (V8).</b>	210

<b>Tableau VI 1: Les efforts internes des poteaux.</b>	<b>219</b>
<b>Tableau VI 2: Section des semelles filantes sous voiles.</b>	<b>220</b>
<b>Tableau VI 3: Les efforts internes à la base de la structure.</b>	<b>225</b>
<b>Tableau VI 4: Vérification (Condition de non fragilité).</b>	<b>230</b>
<b>Tableau VI 5: Vérification vis à vis des contraintes dans le béton.</b>	<b>230</b>
<b>Tableau VI 6: Vérification vis à vis de la condition de non fragilité (Nervures).</b>	<b>237</b>

## Liste de notation et indices.

$f_{t28}$  : Valeur de la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

$f_{c28}$  : Valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale instantanée.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale différée.

$G$  : Module de déformation transversale.

$E$  : Module de young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$f_{bu}$  : Valeur de la contrainte du béton à L'état limite ultime.

$\sigma_{bc}$  : Valeur de la contrainte du béton à L'état limite de service.

$\sigma_{st}$  : Valeur de la contrainte limite ultime de l'acier.

### Les unités.

1Mpa=  $10^{-1}$ KN/cm<sup>2</sup>

1bar = 100KN/m<sup>2</sup>

## Introduction Générale.

Le rôle de l'ingénieur civil est crucial dans l'évolution des infrastructures qui façonnent le monde moderne. Avec la croissance des besoins urbains et industriels, l'ingénieur se trouve au cœur des solutions qui allient innovation et durabilité. Dans un contexte où les défis environnementaux et la résilience des ouvrages deviennent des priorités, l'optimisation des structures et leur conception durable sont essentielles pour assurer une longévité et un impact minimal sur l'environnement. Ce projet s'inscrit dans cette dynamique, avec pour objectif d'étudier une structure complète (2 sous-sols + rez-de-chaussée + 6 étages).

Il met en lumière l'importance de la conception rigoureuse et des outils modernes d'analyse structurelle pour garantir des constructions sûres, performantes et respectueuses des normes en vigueur. À travers cette étude, l'accent est mis sur l'intégration de méthodes permettant d'assurer à la fois la solidité et la durabilité des ouvrages, tout en tenant compte des contraintes techniques et environnementales.

Ce projet de mémoire porte sur l'étude complète d'une structure de type (**2 sous-sols + rez-de-chaussée + 6 étages**). Il s'agit d'une analyse approfondie visant à optimiser la conception et le dimensionnement des éléments structuraux et de l'infrastructure, tout en prenant en compte les contraintes sismiques.

La première partie de ce travail débute par la présentation de l'ouvrage (**Chapitre I**), qui décrit les caractéristiques générales de la structure ; Le prédimensionnement des éléments structuraux (**Chapitre II**) y est ensuite abordé pour poser les bases de la conception, Enfin, le calcul des éléments secondaires (**Chapitre III**) est réalisé afin de vérifier les composants secondaires assurant la stabilité globale.

La deuxième partie se concentre sur des aspects plus techniques. Le calcul sismique (**Chapitre IV**) vise à évaluer le comportement de la structure sous l'effet des forces sismiques, conformément aux normes en vigueur. Ensuite, le dimensionnement des éléments structuraux (**Chapitre V**) est effectué pour garantir la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Enfin, une étude de l'infrastructure (**Chapitre VI**) permettra de conclure cette analyse par le dimensionnement des fondations.

L'objectif final de cette étude est de générer les plans de coffrage à partir des plans d'architecture qui ont servi de base à la conception, afin de préparer la mise en œuvre des travaux de constructions sur chantier.

**Partie I : Descente de charges et prédimensionnement des éléments structuraux.**

## I Introduction.

Le projet qui fait l'objet de ce travail de mémoire est un bâtiment qui est implanté à tizi Ouzou, le bureau d'étude chargé de l'étude de la structure en collaboration avec l'architecte, son rôle est de délivrer une note de calcul contenant tous les résultats nécessaires à la réalisation de l'immeuble.

L'objectif de ce travail est de faire une étude complète afin d'aboutir à un dimensionnement de la structure optimal visant à tenir compte du coût minimal de façon significative tout en respectant toutes les normes de la construction.

Selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99, la wilaya de TIZI OUZOU est classé dans une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**), et il appartient au **groupe 2**(Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

L'étude globale sera scindée en 2 parties à savoir : l'étude de la structure en tenant compte des charges statiques du bâtiment notamment les charges permanentes (**G**) et les surcharges d'exploitations(**Q**), et l'étude dynamique visant à tenir compte de l'action sismique dans une structure pour une bonne stabilité et une bonne résistance de la structure par les éléments de contreventements.

Les charges permanentes (**G**) ; ce sont des charges qui sont liées aux poids propres des tous les éléments de la structure ; et les surcharges d'exploitations dépendent de l'usage de bâtiment.

Le projet est constitué d'un immeuble de 9niveaux (**2SS+RDC+6**) à usage commercial et à usage d'habitation.

### I.1Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

- Longueur : 22,30m
- Largeur :22,10m
- Hauteur totale : 22,90m
- Hauteur du 2<sup>e</sup> sous-sol :4,08m
- Hauteur du Rez de chaussée (RDC) :3,40m
- Hauteur d'étage courant et du 1<sup>er</sup> sous-sol :3,06m
- Hauteur du dernier niveau : 4,20m (la toiture est constituée des dalles inclinées : Plancher en corps creux).

En général, un bâtiment est composé de 2 parties essentielles :

L'infrastructure.

La superstructure.

## I.2 L'infrastructure :

C'est la partie de la construction qui est ancré dans le sol.

Les différents types de fondations suivant leur profondeur, on distingue :

- Les fondations superficielles : leur profondeur varie de 0.80m à 1.50m.
- Les fondations profondes : ces fondations vont jusqu'à 5.00m de profondeur pour les puits et à plusieurs dizaines de mètres pour les pieux.

### I.2.1 Fondations superficielles.

On appelle fondations, la partie enterrée d'un ouvrage conçue pour transmettre au sol de manière rationnelle les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol.

Il existe 3 types de fondations (ou semelles) superficielles : Semelles filantes, semelles isolées et le radier général.

Le choix est imposé par l'importance des charges ramenées par la superstructure ainsi que par la capacité portante du sol d'assise.

Voici un ordre de grandeur de quelques valeurs de contraintes admissibles :

- Roches peu fissurées, saines : sol = 0.5 à 3 Mpa (5 à 30 bars),
- Terrains non cohérents, à bonne compacité (sable, gravier) : sol = 0.25 à 0.5 Mpa,
- Terrains non cohérents, à compacité moyenne (sol argileux, marnes) : sol = 0.05 à 0.25 Mpa,
- Argiles : sol = 0.02 à 0.2 Mpa.

Les fondations superficielles sont définies par les caractéristiques géométriques décrites ci-après à savoir :

- La largeur B d'une semelle est le plus petit côté de la semelle.
- Longueur L d'une semelle rectangulaire correspondant au grand côté.

Il convient de distinguer les semelles suivantes :

- Les semelles circulaires  $B = 2R$ .
- Les semelles carrées  $L = B$ .

- Les semelles rectangulaires ou ponctuelles  $B \leq L \leq 5B$ .
- Les semelles continues ou linéaires  $L \geq 5B$ .

Une semelle est considérée comme superficielle lorsque le rapport  $D/B$  est faible, et surtout lorsque la justification de la fondation ne prend en compte que la résistance du sol sous le niveau d'assise.

Un radier général appelée fondations surfaciques, est une semelle de grande dimension portant tout ou une partie d'un ouvrage la largeur  $B$  est de plusieurs mètres.

- La hauteur d'encastrement  $D$  est l'épaisseur des terres au-dessus du niveau de fondation.

### I.2.2 Fondations profondes.

Dans ces conditions, il faut chercher le terrain résistant à une certaine profondeur. On réalisera alors une fondation profonde au moyen de pieux, puits ou barrettes (qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport  $D/B$ ) qui seront enfoncés à travers les mauvais terrains jusqu'au bon sol, sur lequel ils reporteront les charges.

- Les pieux : Les pieux ont un élancement  $D/B$  supérieur à 10 et leur diamètre est le plus souvent inférieur à 0.80 m.

$$\text{Pieux : } \left. \begin{array}{l} \frac{D}{B} > 10 \\ B \leq 10\text{m} \end{array} \right\}$$

- Puits : Les puits sont des fondations semi-profondes, présentant un diamètre  $B$  compris entre 0.8 et 2 m et un élancement  $D/B$  compris entre 4 et 10.

$$\text{Puits : } \left. \begin{array}{l} 4 \leq D/B \leq 10 \\ 0.8\text{m} \leq B \leq 2\text{m} \end{array} \right\}$$

Le rapport du sol qui nous a été fourni par le Bureau d'Etude est présenté comme suit :

- ❖ Les penetrogrammes des dix sondages pénétrométriques réalisés nous montrent que les résistances de pointe dynamique obtenues au refus varient de 292.64bars à 646.57bars à des profondeurs allant de 3.30m à 5.10m. Ces fortes résistances sont dues au taux important des carbonates de calcium. Ce faciès, en profondeur, elles sont passées de la marne au calcaire marneux.

Sur la base des résultats des travaux de reconnaissance effectués sur le site, le laboratoire de consolidation peut tout de même recommander ce qui suit :

- ✚ Pour l'infrastructure de ce dit projet, nous proposons des fondations superficielles de type semelles filantes entrecroisées ancrées à 1.00m après les terrassements. L'ancrage doit se faire par l'intermédiaire d'un béton cyclopien.
- ✚ Le taux de travail minimal à 3m de profondeur, donné par la méthode de Terzaghi est de 5.561bars. **Une contrainte admissible de 2.5bars est largement suffisante pour ce type d'ouvrage.**
- ✚ Eviter toute stagnation des eaux. La collection et l'évacuation des eaux pluviales et d'infiltration sont impératives. Elles doivent se faire à l'extérieur de l'assiette, sans oublier un drainage périphérique.

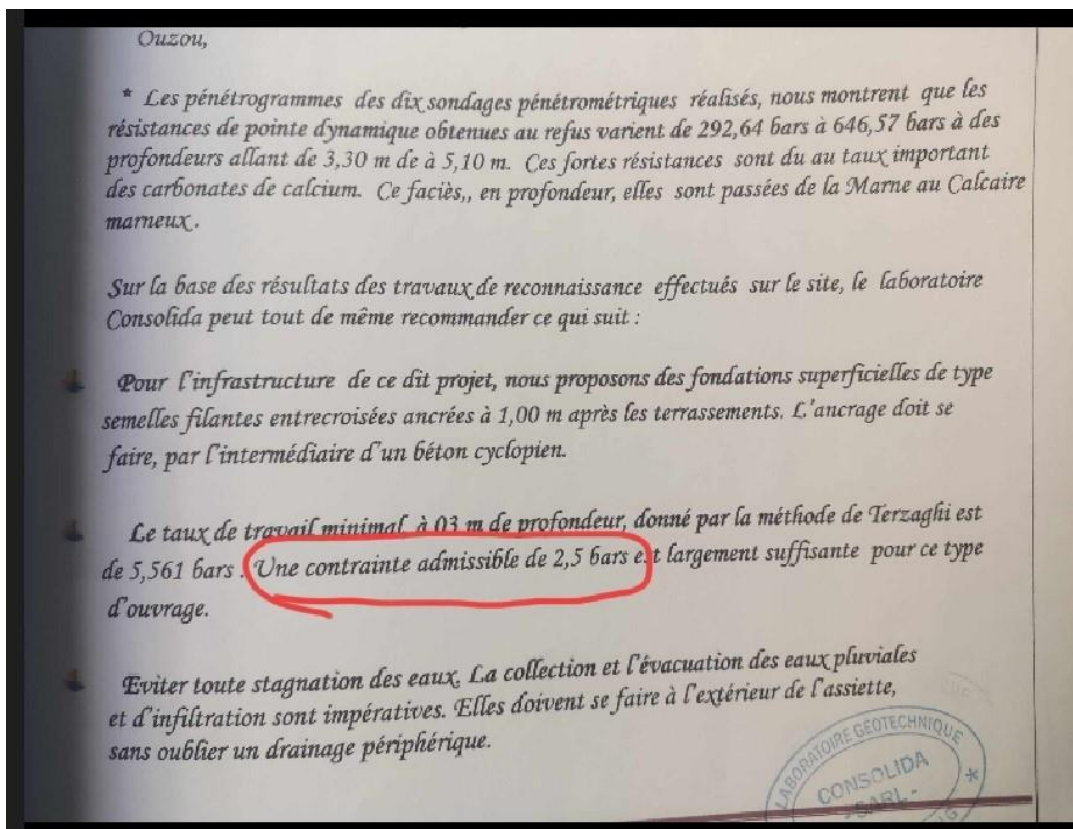


Figure I 1: Rapport du Sol.

### I.3 La superstructure.

C'est la partie de la construction qui est visible à l'œil nu contrairement aux fondations ; elle est caractérisée par plusieurs éléments.

#### a- Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques en béton armé tel que :

- **Portiques** : Ce sont des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges, surcharges verticales et les charges horizontales.
- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges, surcharges verticales et les charges horizontales qui sont dues à l'action sismique et celle du vent.

b- **Les planchers** : Ce sont généralement des aires planes qui sont considérés comme des diaphragmes rigides destinés à séparer les niveaux d'un bâtiment et supportent le revêtement et les surcharges assurant deux fonctions principales, fonction de résistance mécanique et d'isolation.

On distingue deux types de planchers pour notre structure :

- Planchers en corps creux.



*Figure I 2: Plancher en Corps creux.*

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé avec des épaisseurs variant généralement de 16 à 30cm.

Leur utilisation se justifie par :

- Son isolation thermique et acoustique ;
- Son poids léger ;
- Son coût relativement faible par rapport à celui de la dalle pleine

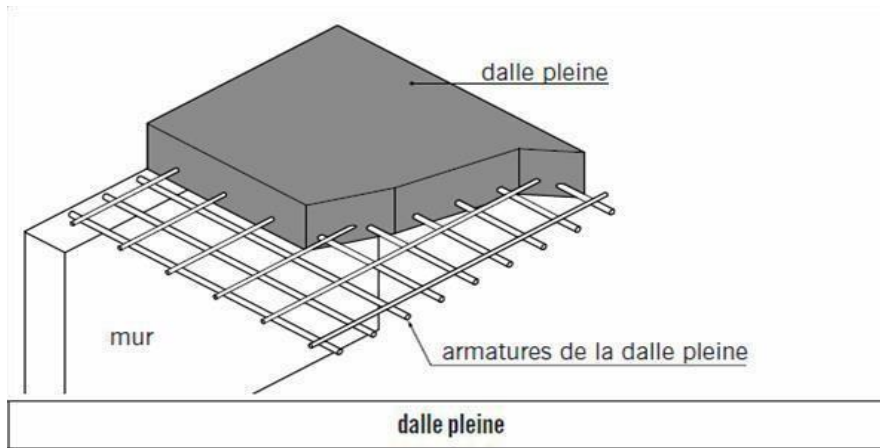


Figure I 3: Dalle pleine.

La dalle est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions (épaisseur variant généralement de 8 à 20cm). La dalle pleine en béton armé sont prévues là où il n'est possible de réaliser des planchers en corps creux leur utilisation se justifie par :

- La présence des parkings aux sous-sols ou les charges ponctuelles des roues imposent une épaisseur de béton bien calculée.
- Sa bonne tenue au feu.
- Sa facilité d'exécution.

### C- Les Escaliers

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

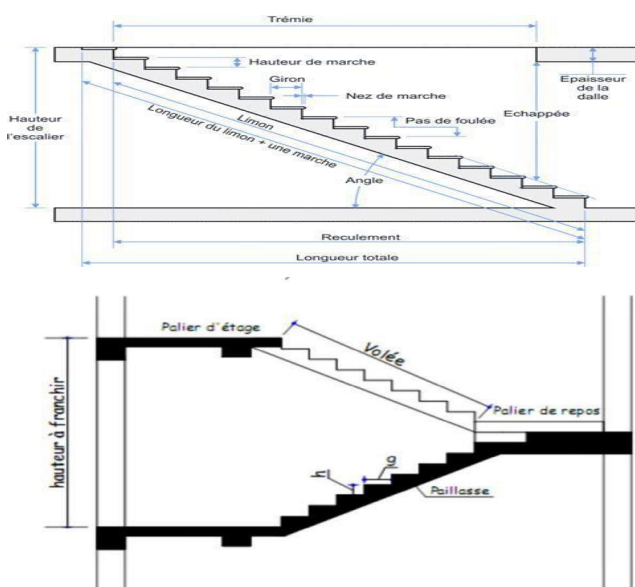


Figure I 4: Coupe d'escalier à 2 Volets.

### D- La cage d'ascenseur.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui sera réalisée sans voiles en béton armé coulée sur place. Il s'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers. Il est composé essentiellement d'une cabine et sa machinerie.

### E- Toiture terrasse.

Généralement, la toiture terrasse est faite en dalle horizontale mais dans le cadre de ce projet, la toiture est constituée des dalles inclinées comme représenté sur le plan d'architecture.

### F- Maçonnerie.

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

- **Murs extérieurs** : sont réalisées en briques creuses à doubles parois (cloison) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique phonique, comportant des ouvertures pour les fenêtres à certains endroits.
- **Murs intérieurs** :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure : Mur en double et simples cloisons.

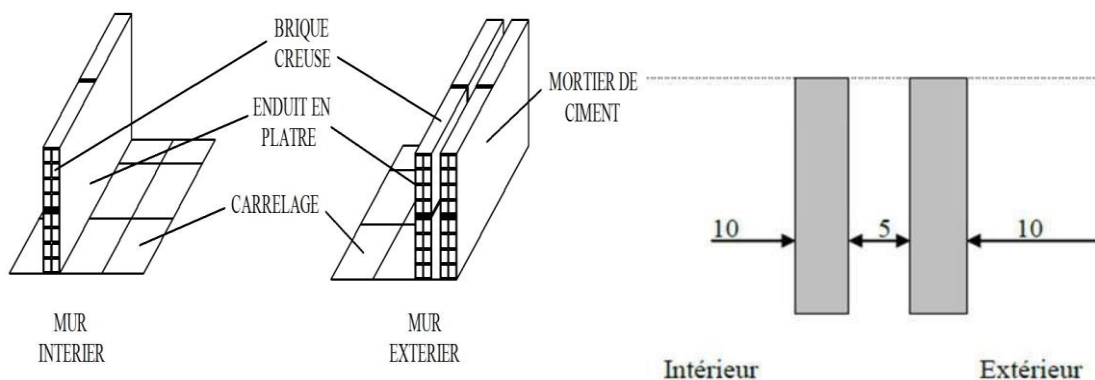


Figure I 5: Murs en Brique creuse.

### G. Revêtement :

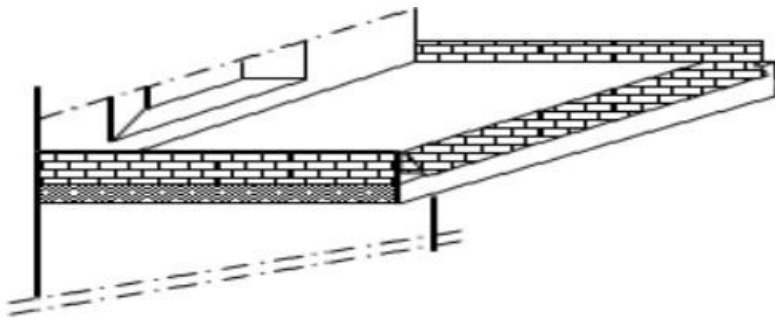
- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouche, isolation et une forme de pente de 1,5%.
- Enduit extérieur : mortier du ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement extérieur et les cages d'escaliers.

Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et les cuisines qui sont revêtus par un mortier de ciment qui est surplombé par les carreaux.

### **H. Les consoles :**

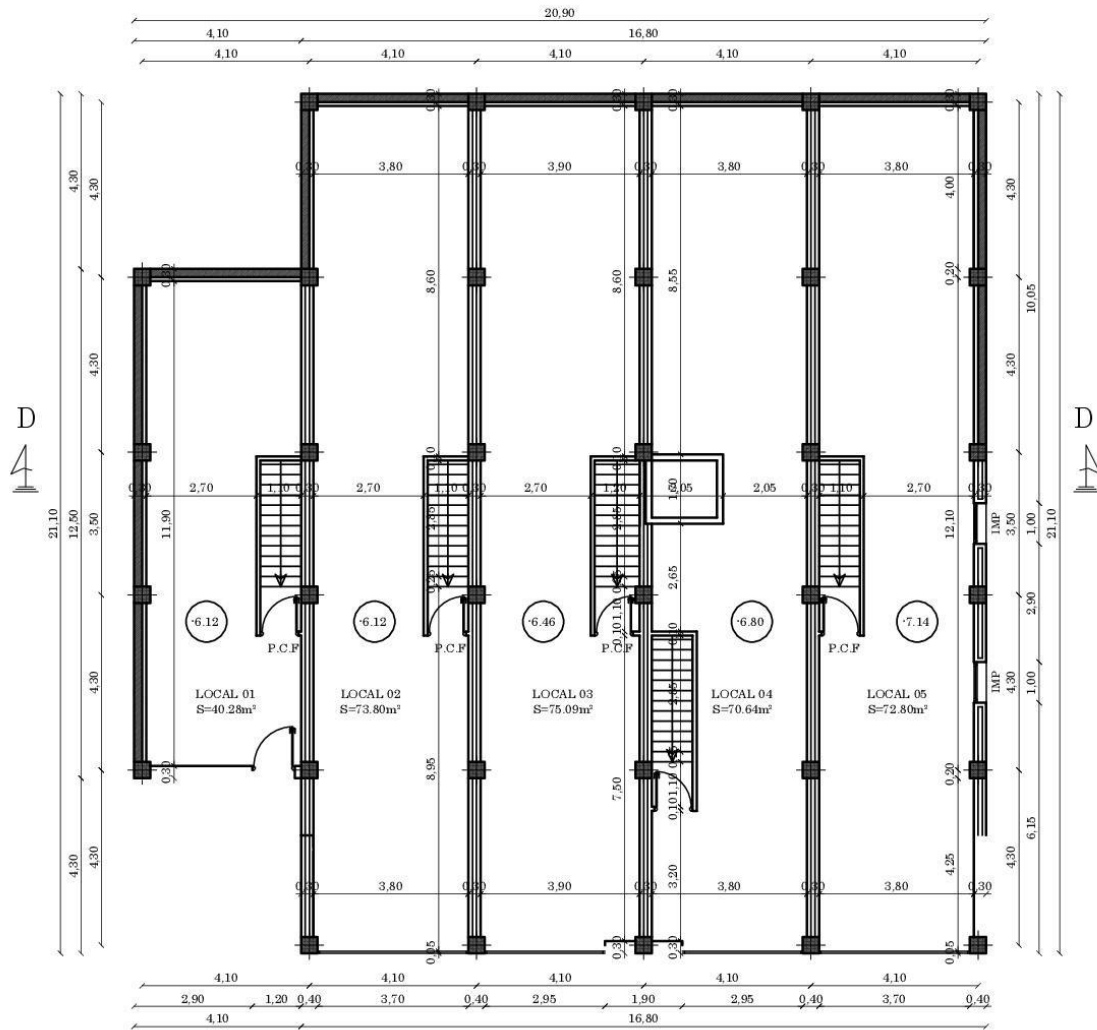
Ce sont des plates-formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

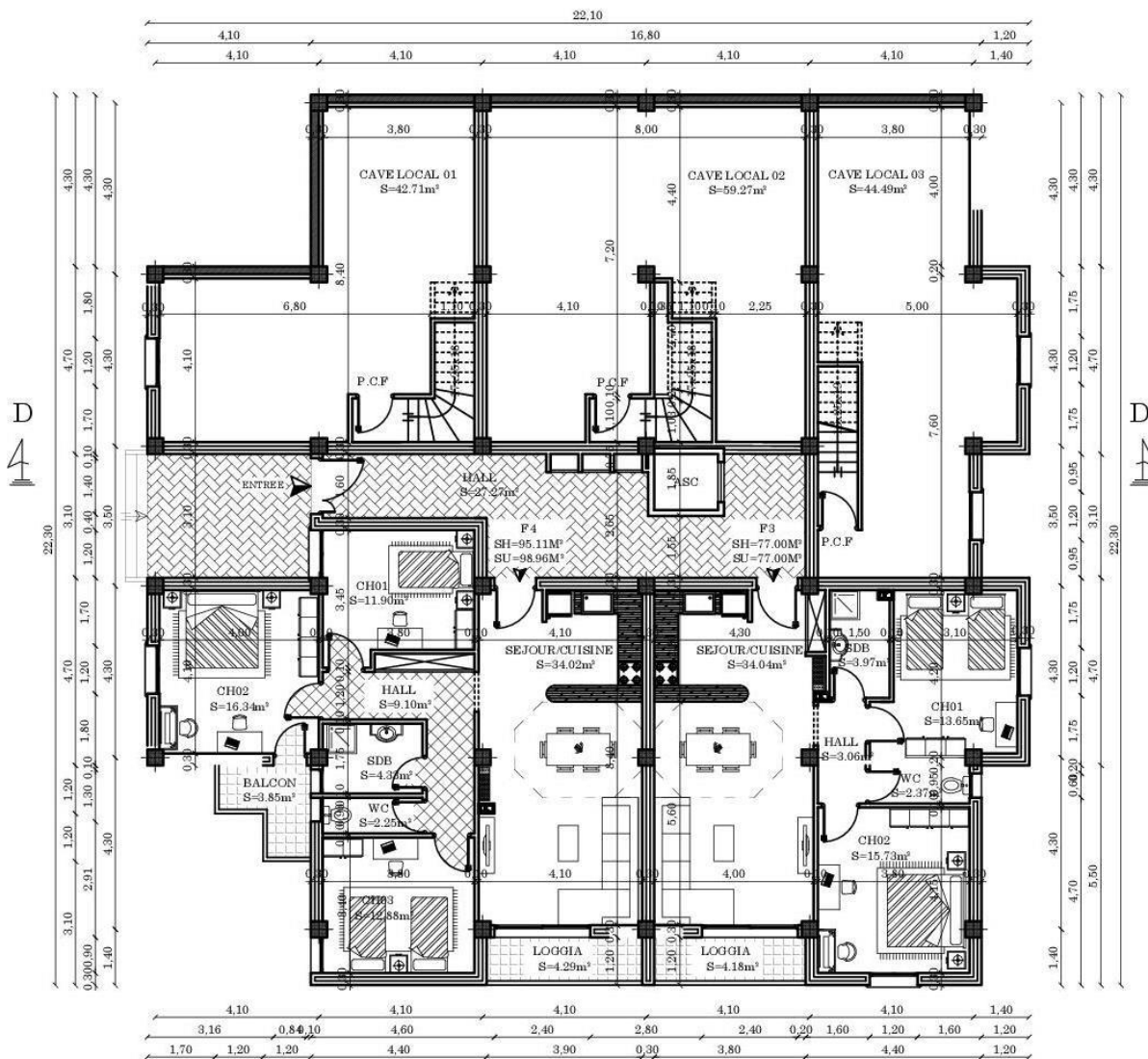


*Figure I 6: Balcon en perspective.*

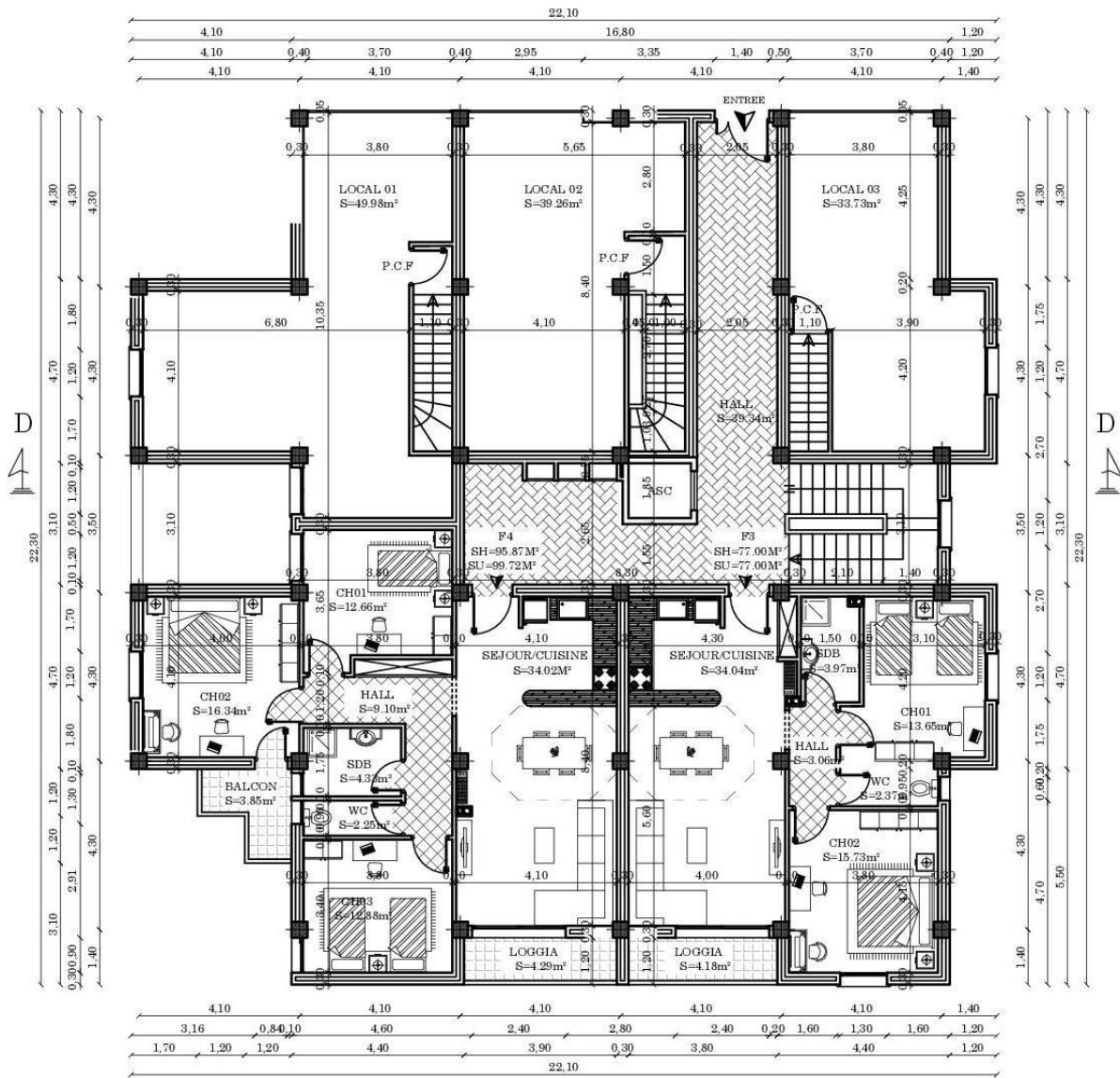
## **Plans d'architecture de L'immeuble.**



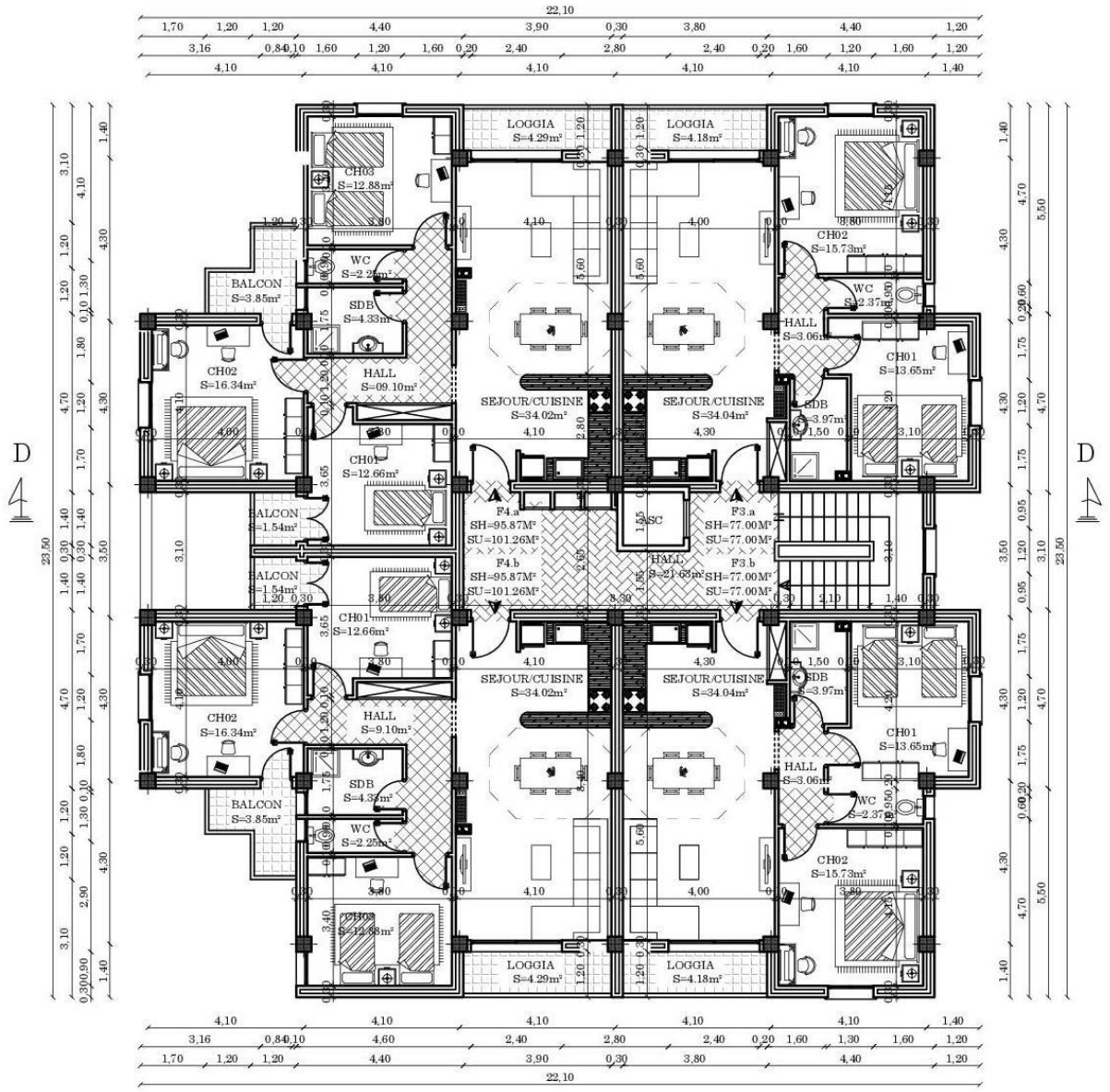
*PLAN DU 2<sup>ème</sup> SOUS SOL niv-7.14*



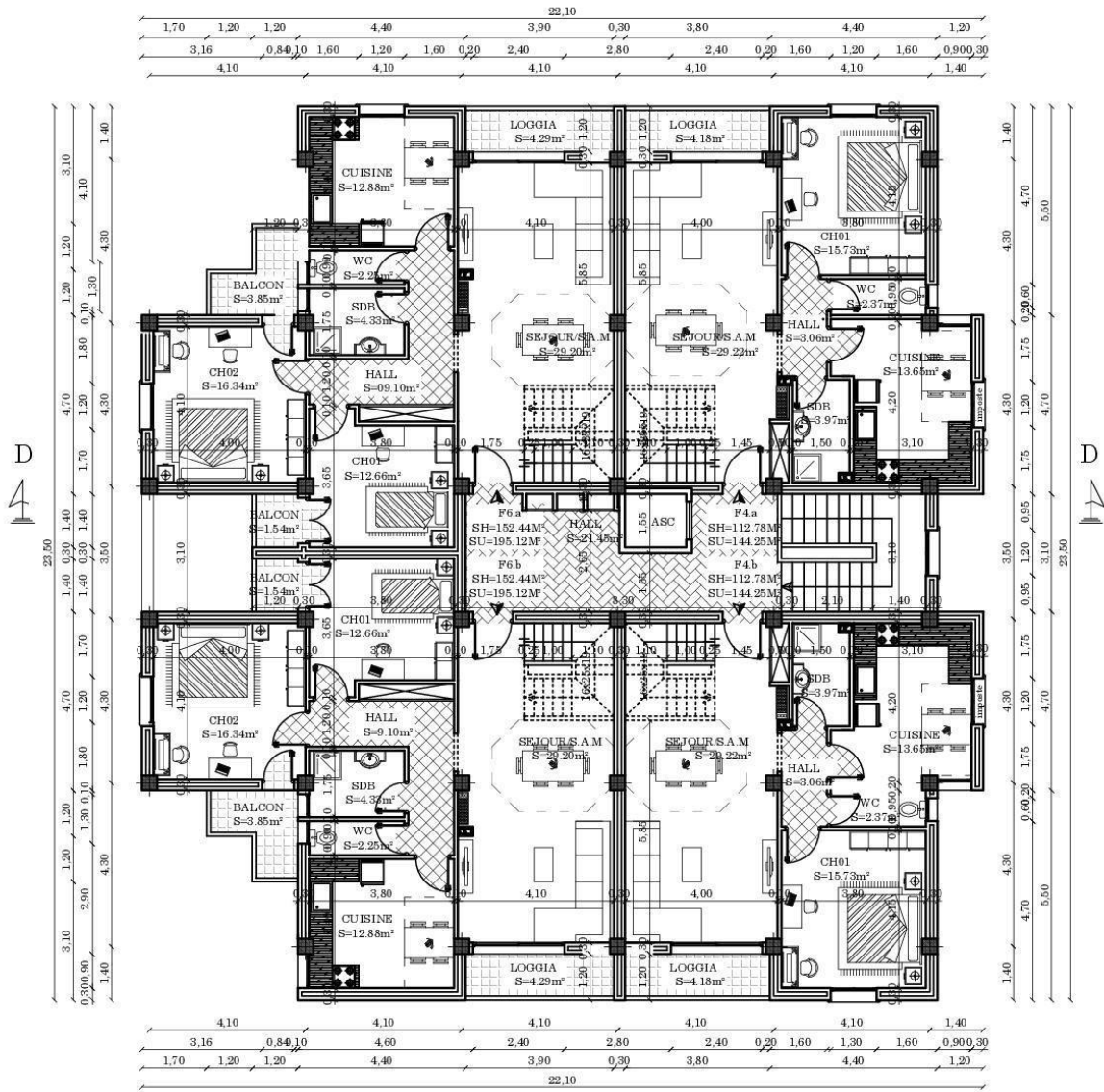
*PLAN DU 1er SOUS SOL niv -3.06*



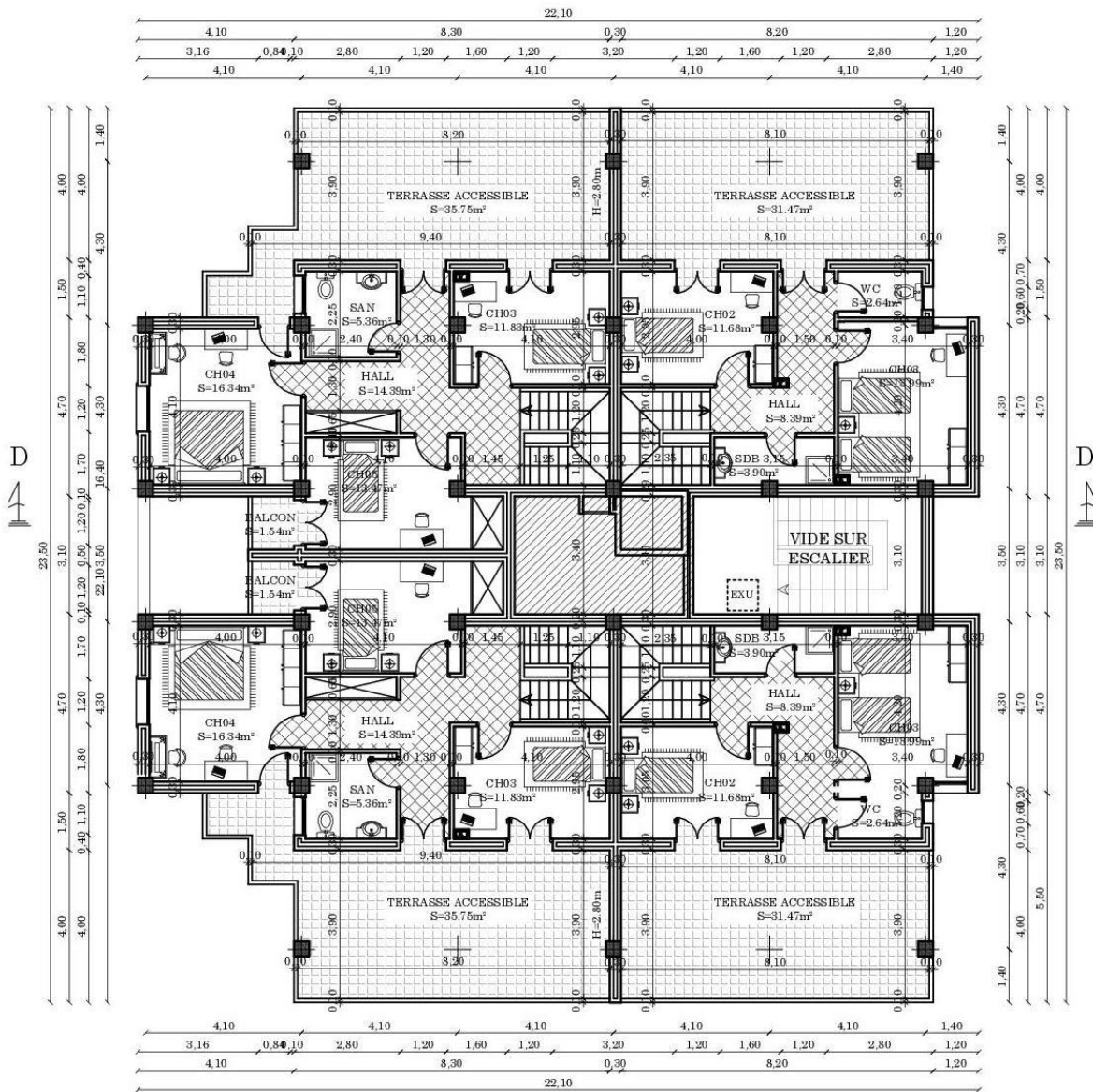
*PLAN DU RDC niv ±0.00*



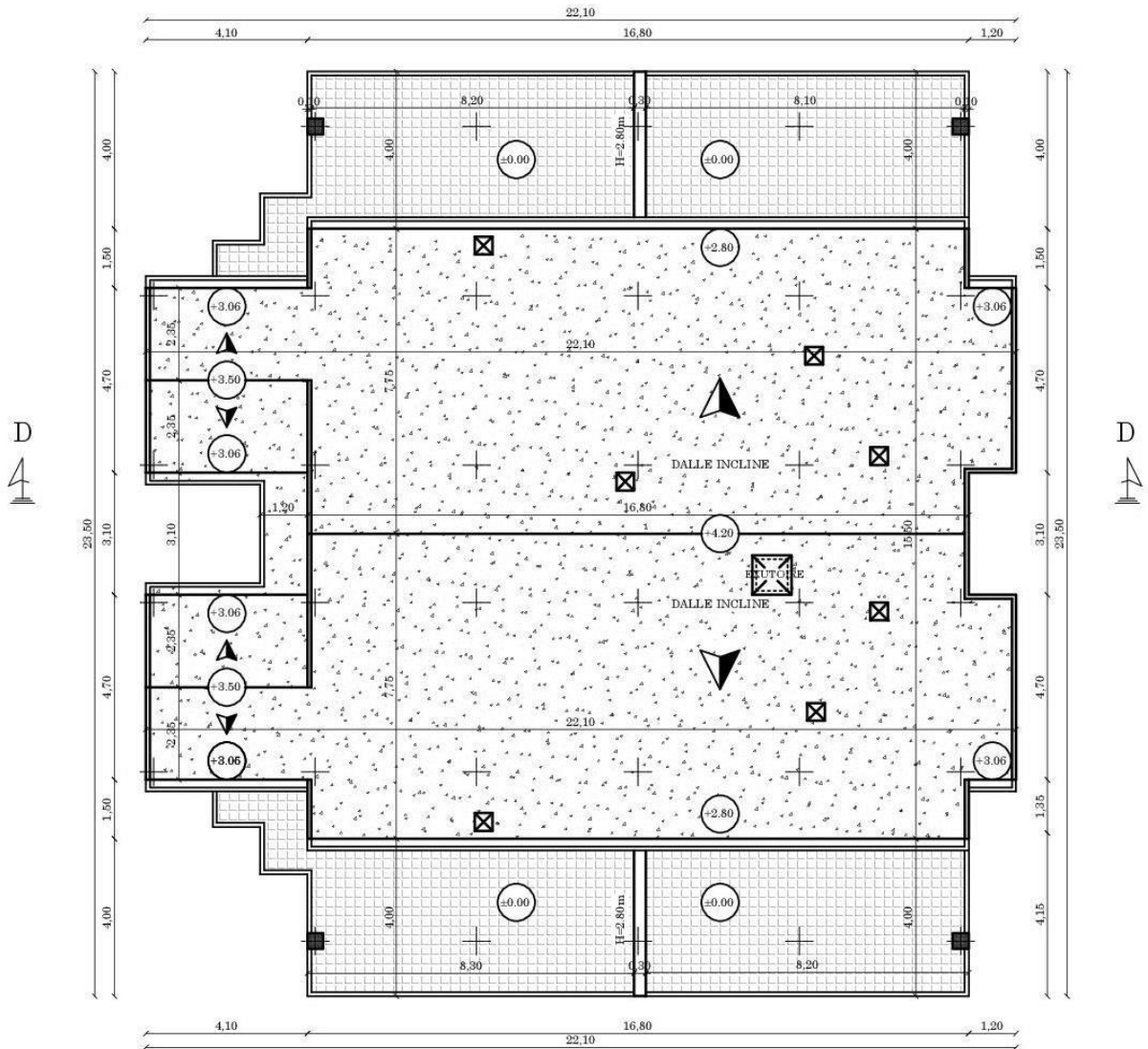
**PLAN DE L'ETAGE COURANT**



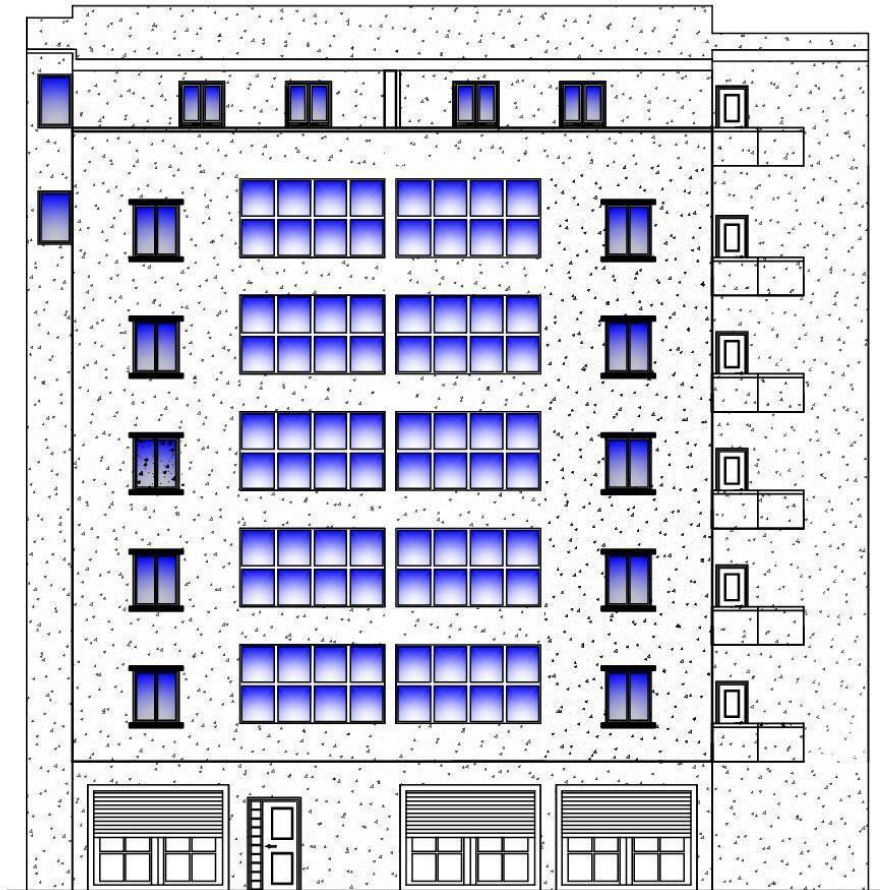
*PLAN DU 5<sup>ème</sup> ETAGE niv+15.64*



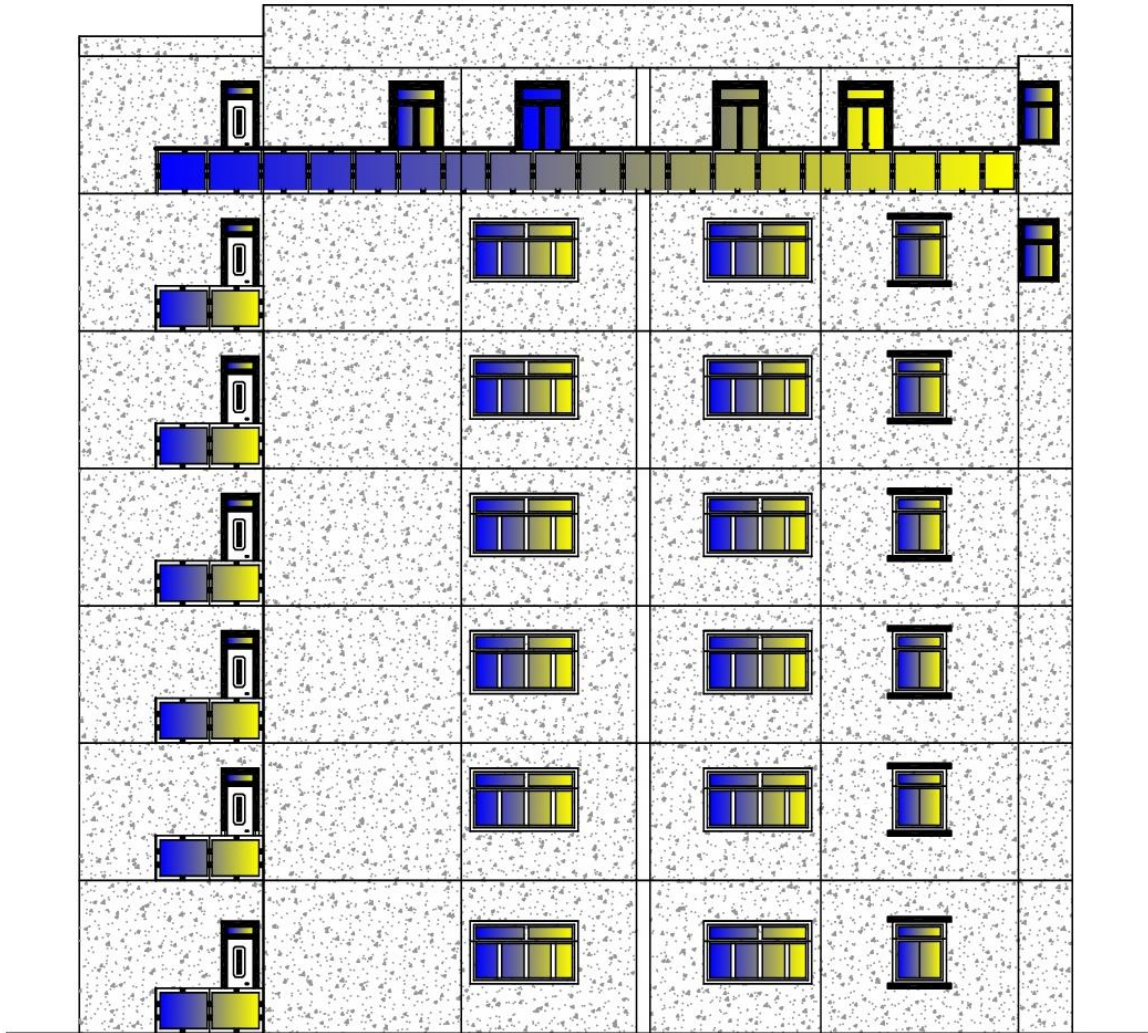
**PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE niv +18.70**



*PLAN DE TOITURE*



*FACADE PRINCIPALE*

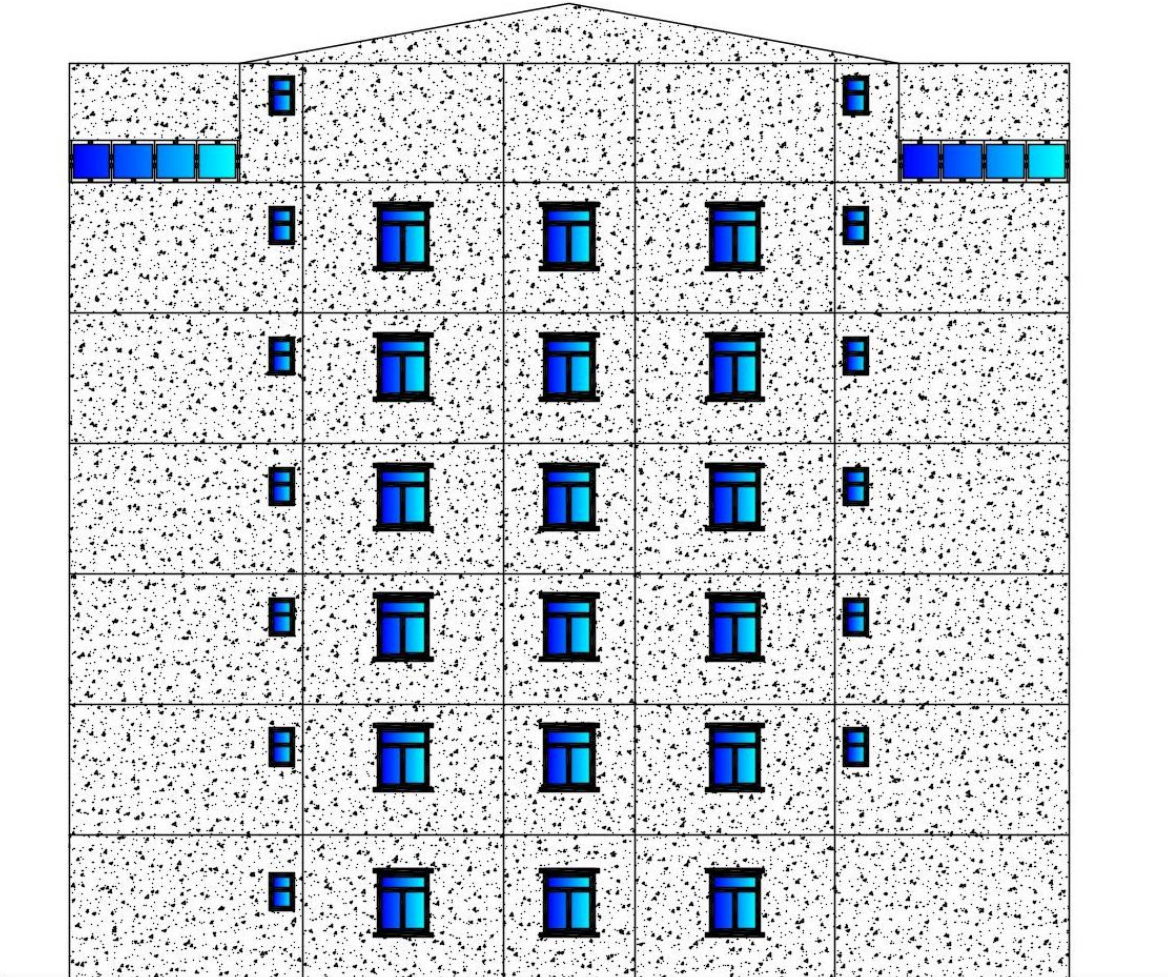


*FACADE SUD*



*FACADE OUEST*

/



*FACADE EST*



## **I.4 Les caractéristiques mécaniques des matériaux.**

Les matériaux de construction jouent un rôle essentiel dans le domaine de l'ingénierie civile et de l'architecture, et parmi les matériaux les plus couramment utilisés se trouvent le béton et l'acier. Ces deux matériaux présentent des caractéristiques distinctes qui les rendent adaptés à différents types d'applications dans la construction. Dans cette introduction, nous allons explorer les caractéristiques principales du béton et de l'acier, en mettant en lumière leurs avantages et leurs limites.

Le béton est un matériau de construction largement utilisé dans le monde entier en raison de sa polyvalence et de sa durabilité. Il est composé principalement de ciment, d'agrégats (comme le sable et le gravier) et d'eau. L'une des caractéristiques essentielles du béton est sa capacité à être coulé dans différentes formes et tailles, ce qui en fait un matériau de choix pour la création de structures variées, telles que les fondations, les dalles, les murs, et même les éléments architecturaux.

Le béton offre également une résistance à la compression considérable, ce qui le rend adapté aux charges verticales importantes. Cependant, il a tendance à être moins résistant à la traction, ce qui peut limiter son utilisation dans certaines applications. La durabilité du béton dépend de la qualité de son mélange, de la cure appropriée et de la protection contre les environnements corrosifs.

D'un autre côté, l'acier est un matériau métallique largement utilisé dans la construction en raison de ses propriétés exceptionnelles de résistance à la traction, de flexibilité et de ductilité. L'acier est généralement utilisé sous forme de barres, de poutres ou de plaques, et il est essentiel dans la construction de structures comme les ponts, les gratte-ciels et les structures industrielles.

La capacité de l'acier à résister aux charges de traction et à se plier sans se rompre en fait un matériau précieux pour les structures soumises à des forces dynamiques, telles que le vent, les tremblements de terre et les charges cycliques. Cependant, l'acier est sujet à la corrosion, ce qui nécessite des mesures de protection telles que la galvanisation ou l'application de revêtements pour préserver sa durabilité.

En résumé, le béton et l'acier sont deux matériaux de construction essentiels qui sont souvent utilisés conjointement dans les projets du Génie civil pour tirer parti de leurs forces respectives. Le choix entre ces matériaux dépend des exigences spécifiques de chaque projet, de l'environnement dans lequel ils seront utilisés et des contraintes budgétaires, tout en tenant compte de leurs caractéristiques intrinsèques en termes de résistance, de durabilité et de flexibilité.

### **I.4.1 Béton**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

Un laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite à des essais de résistance.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5 cela pour limiter le retrait du béton.

Si **eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait. Si **eau / 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.

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325). Le béton utilisé est dosé à 350kg/m<sup>3</sup> de ciment.

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton afin de résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

### **✚ Résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (**fc28**). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 32cm de hauteur et de 16cm de diamètre.

La résistance du béton augmente avec le temps ; et à 28jours le béton atteint sa maturation, donc sa résistance maximale.

L'article A.2.1, 11 du BAEL 146 stipule que :

Pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa.}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour l'étude de ce projet ;  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

### **✚ Résistance caractéristique du béton à la traction**

Selon BEAL91, artA.2.1,12 ; la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

### **✚ Le module de déformation :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée :

$$E = \frac{\lambda}{\varepsilon} .$$

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

### **✚ Module de déformation longitudinale :**

- **Instantanée** :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  en [Mpa] (Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99).

Pour la durée d'application de contraintes normales qui est inférieur à 24heures.

Pour  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  ;  $E_{ij}=32164.20\text{Mpa}$

- **Différée** :  $E_{vj}=3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  en [MPa] (Art A-2.1,2.2 BAEL91 modifié99).

Pour les charges de longues durées d'application.

$F_{cj}$  : la résistance du béton à la compression à (j) jours.

Pour  $j=28\text{jours}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  → :  $E_{vj}= 10818.87\text{Mpa}$ .

### **✚ Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

(Art.A.2.1.3/BAEL91modifié99) Avec

E : module de Young.

$\nu$  : coefficient de poisson.

### **✚ Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

D'après l'article A.2.1,3 du BAEL91 :

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations à l'Etat limite ultime (ELU).

$\nu = 0.2$  pour le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS).

## **I.4.1.1 Les Etats limites.**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçu.

On distingue 2 catégories d'états limites :

### **1. État limite ultime (ELU).**

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

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

**(BAEL 91 Art.A.4.3.41)**

Avec :

✦  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b=1.5$ (En situation courante)

$\gamma_b=1.15$ (En situation accidentelle)

✦  $\theta$  : dépend de la durée d'application des charges.

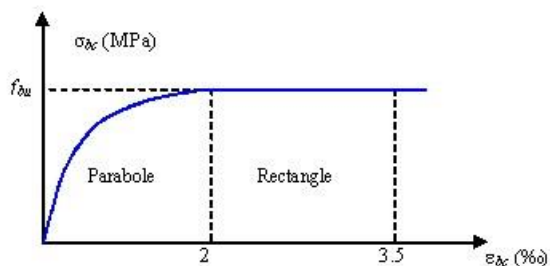
$\theta =1$ (Pour  $t >24h$ ).

$\theta =0.9$ (pour  $1h \leq t \leq 24h$ ).

$\theta =0.85$ (pour  $t \leq 1h$ ).

### ✚ Diagramme Contraintes – Déformations du béton.

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :



*Figure I 7: Diagramme de calcul contrainte- déformation du béton à L'ELU.*

## 2. État limite de service « ELS ».

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

L'article A.4.5,2 du BAEL91 stipule que la contrainte de compression du béton ( $\sigma_{bc}$ ) est limitée à  $0.6f_{cj}$ .

Pour  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  ;  $\sigma_{bc}=0.6*25= 15\text{Mpa}$ .

### ✚ Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation Contrainte-déformation est illustrée par la figure suivante :

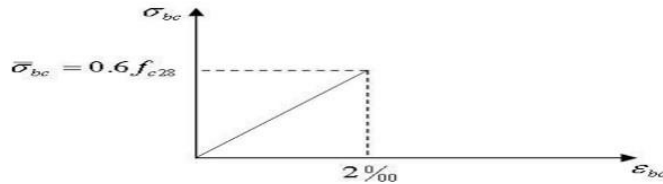


Figure I 8: Diagramme contraintes déformations du béton à L'ELS.

### ✚ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante (Article 5.1,1 du BAEL91) :

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

$V_u$  : Effort tranchant ultime

$b_0$  : 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)

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

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right\}$$

## I.4.2 L'acier.

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage ; son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute Adhérence).

En général, on distingue 4 types d'acier :

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type **I**.
- **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type **II**.
- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur biques.

- **Module d'élasticité longitudinale.**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est donné par l'article A.2.2,1 du BAEL91 comme suit :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

- **Contrainte limite de l'acier.**

### **Contrainte limite ultime.**

La contrainte limite ultime de déformation se traduit par l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

$f_e$  : limite élastique.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$  en situation courante

$\gamma_s = 1$  en situation accidentelle.

L'acier qui sera utilisé dans les calculs sera de Fe 400.

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

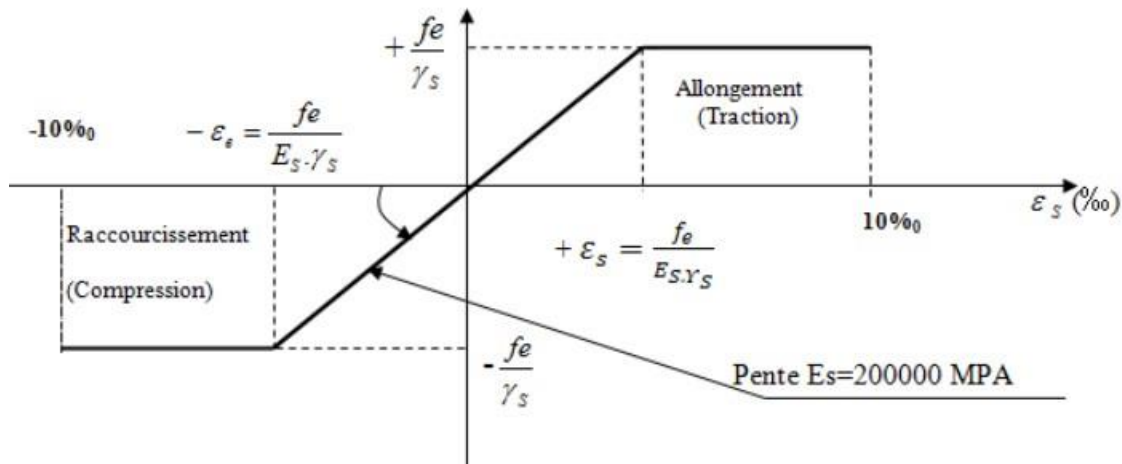


Figure 19: Diagramme contraintes déformation des aciers à L'ELU.

#### ✚ Contrainte limite de service (ELS).

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

#### ✚ Fissuration peu préjudiciable : (peu nuisible).

La fissuration est considérée comme peu nuisible dans le cas des éléments intérieurs (poteaux, poutres...) où aucune vérification n'est nécessaire.

#### ✚ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa.}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1$  pour les ronds lisses.

$\eta=1.3$  pour les aciers à haute adhérence.

$\eta=1.6$  pour les aciers à haute adhérence.

## Fissuration très préjudiciable

C'est le cas des éléments d'un ouvrage exposés aux milieux agressifs (eau de mer, agents chimiques ...).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t_j} \right\} \text{ en MPa}$$

### I.4.2.1 Protection des armatures (Art A .7.1B.A.E.L.91) [60].

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

2cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

1cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution, c'est-à-dire qu'ils ne comportent aucune tolérance en moins par rapport à la valeur nominale ; ceci implique qu'il faut tenir compte des enlèvements éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton. D'autre part, il y a lieu de s'assurer par des dessins de détail comportant toutes les armatures secondaires non calculées que ces conditions d'enrobage peuvent être satisfaites.

La valeur nominale de l'enrobage pour ce projet est de 2cm.

## **ChapitreII : Prédimensionnement des éléments Structuraux.**

## Introduction.

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de la structure, et les matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous précéderons dans ce chapitre au Pré –dimensionnement qui nous permet de déterminer au préalable selon les normes en vigueur les dimensions des éléments porteurs de la structure tels que les planchers en corps creux, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Afin d'assurer une bonne résistance et une bonne stabilité de la structure, le pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur notamment :

- Le RPA 99.
- LE BAEL 91 révisé 99.
- Le DTR B.C.2.2

### II.1 Plancher en corps creux.

C'est un élément porteur horizontal séparant deux niveaux consécutifs d'une bâtisse ; il est composé de corps creux (entrevous), des poutrelles qui reposent sur des poutres principales pour que ces derniers assurent la transmission des charges vers les poteaux, et une dalle de compression d'une épaisseur relativement faible ferrillée par un treillis soudé.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- ✦ Facilité et rapidité de réalisation.
- ✦ Une légèreté en raison de son poids.
- ✦ Protection contre l'incendie.

Pour le dimensionnement, on s'assure que la condition de la flèche est vérifiée, selon l'article B.6.8,424 du BAEL 91 révisé 99[107],

$$h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur du plancher

$l$  : portée maximale entre nu d'appuis. ( $l=L-b$ )

$L$  : Distance entre axe des poteaux.

En zone II, le coté du poteau est de 25cm d'après l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003[48].

$$l=410\text{cm}-25\text{cm}=385\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{385}{22,5} = 17,11 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

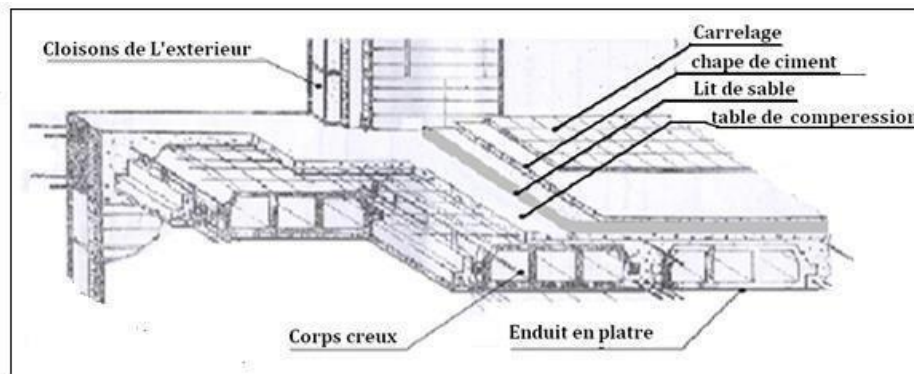


Figure II 1: Plancher en hourdis.

## II.2 Dalle pleine.

Les planchers de la salle machine, et ceux des balcons seront fait en dalle pleine. Le prédimensionnement de cette dernière tient compte de ses dimensions.

### - Les dimensions du panneau.

La petite portée ( $L_x$ ) : 1.55 m

La grande portée ( $L_y$ ) : 1.75 m

### - Epaisseur.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$\rho_x = \frac{L_x}{30} = 5.17 \text{ m}$$

Le RPA 2003 exige une épaisseur qui est égale au plus 12cm, alors, on adopte l'épaisseur de 15cm.

**ho= 15cm**

## II.3 Prédimensionnement des poutres.

### II.3.1 Poutres principales.

D'après le BAEL 91 révisé 99 :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L<sub>max</sub> : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

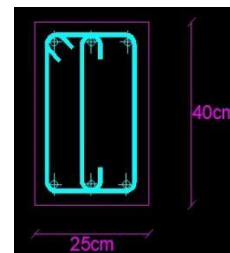
$$\star L_{max} = 430\text{cm} - 25\text{cm} = 405\text{cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

$$\star 27\text{cm} \leq h \leq 40,50\text{cm} ; \quad \mathbf{h=40\text{cm}}$$

$$\star 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ; \quad \mathbf{b=25\text{cm}}$$

$$\star \quad \text{Section des poutres principales (25*40) cm}^2$$



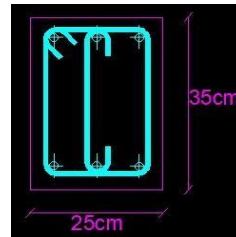
### II.3.2 Poutres secondaires.

$$\star L_{max} = 410\text{cm} - 25\text{cm} = 385\text{cm}$$

$$\star 25,67\text{cm} \leq h \leq 38,50\text{cm} ; \quad \mathbf{h= 35\text{cm}}$$

$$\star 14\text{cm} \leq b \leq 24,50\text{cm} ; \quad \mathbf{b= 25\text{cm}}$$

Section des poutres secondaires (25\*35) cm<sup>2</sup>



### II.3.3 Poutre palière.

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$L_{max} = 350\text{cm} - 25\text{cm} = 325\text{cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21,67 \text{ cm} \leq h \leq 32,5\text{cm} \quad \mathbf{h=30\text{cm}}$$

$$0,4 * 30\text{cm} \leq b \leq 0,7 * 30\text{cm}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \mathbf{b=25\text{cm}}$$

Section de la poutre palière : (25\*30) cm<sup>2</sup>.

### II.3.4 Poutre de chaînage.

D'après le BAEL 91 révisé 99 :

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

$$\star 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L<sub>max</sub> : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$\star L_{max} = 430\text{cm} - 25\text{cm} = 405\text{cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

$$27\text{cm} \leq h \leq 40,5\text{cm} ; \quad \mathbf{h=30\text{cm}}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{ cm} ; \quad \mathbf{b=20\text{cm}}$$

**Section de la poutre de chaînage (20\*30) cm<sup>2</sup>.**

**Vérification selon le RPA.**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutres de chaînage	Observation
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	30cm	30cm	<b>Condition vérifiée</b>
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	25cm	20cm	<b>Condition vérifiée</b>
$h/b \leq 4$	1,6	1,4	1,2	0.67	<b>Condition vérifiée</b>

*Tableau II 1: Vérification selon le RPA.*

Les dimensions des poutres adoptées pour le projet sont les suivantes :

**Poutres principales :(25\*40) cm<sup>2</sup>.**

**Poutres secondaires :(25\*35) cm<sup>2</sup>.**

**Poutre palière : (25\*30) cm<sup>2</sup>.**

**Poutre de chaînage :(20\*30) cm<sup>2</sup>.**

## II.4 Prédimensionnement des voiles en béton armé.

Les murs porteurs en béton armé jouent un rôle de contreventement de bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) ; ils reprennent également les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Ils servent à :

- ✓ Reprendre une partie des charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- ✓ Participer au contreventement.
- ✓ Assurer une isolation acoustique.
- ✓ Assurer une protection contre l'incendie.

- **Longueur d'un voile.**

La longueur d'un voile de contreventement doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur. ( $L \geq 4a$ ).

- **Epaisseur d'un voile.**

L'épaisseur d'un voile dépend de la hauteur d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Il est à noter que l'épaisseur minimale est de 15cm.

On distingue 3 cas :

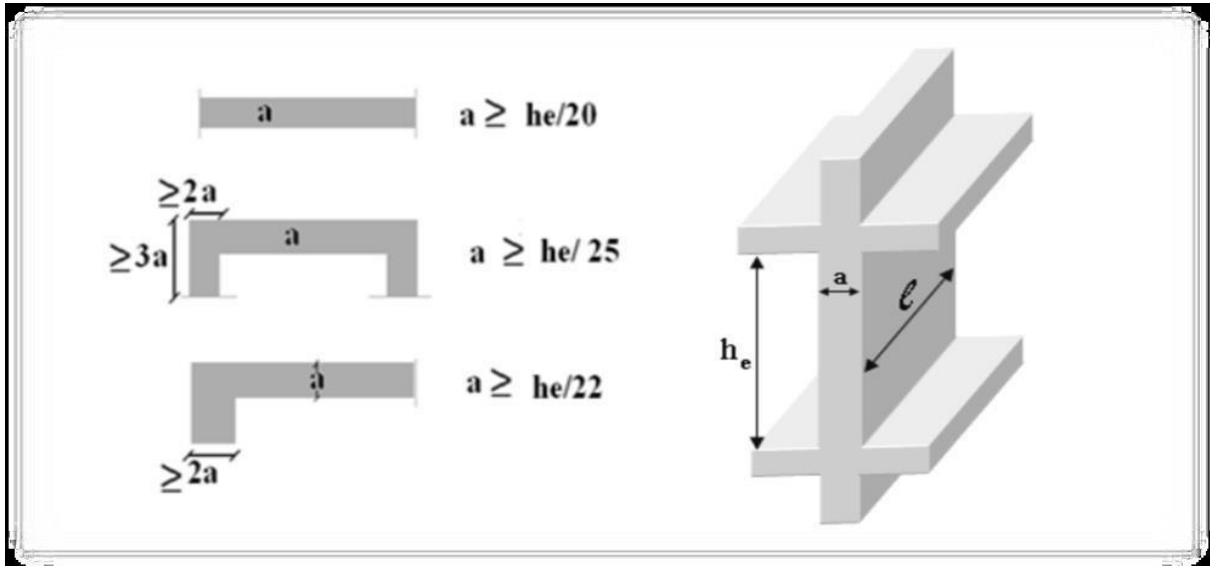


Figure II 2: Schémas illustrant les conditions des rigidités aux extrémités.

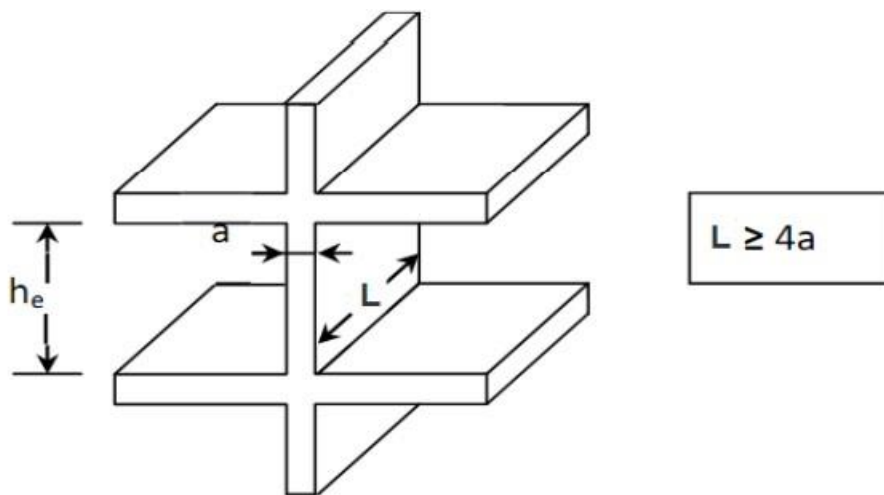


Figure II 3: Représentation d'une coupe d'un Voile.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$a$  : L'épaisseur du voile.

En tenant compte de conditions cités ci- hauts, les dimensions de voile sont les suivantes :

$$h_e: 408\text{cm} - 20\text{cm}=388\text{cm}.$$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

$$a \geq \max(19.40\text{cm}, 15.52\text{cm}, 17.64\text{cm}). \quad a=20\text{cm}.$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 80\text{cm}$$

**Finalement, l'épaisseur du voile est de 20cm.**

## II.5 Les poteaux.

Le prédimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une descente des charges sur le poteau le plus sollicité de la structure. La section du poteau le plus sollicité est donné

par l'expression :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :  $N_s$  : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité à sa base.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite du béton en compression. ( $\bar{\sigma}_{bc}=0,6f_{c28}=15\text{Mpa}$ ).

### II.6 Détermination des charges permanentes(G) et surcharges d'exploitation(Q).

G et Q sont déduites du document technique règlementaire DTR B.C.2.2[19] comme suit :

## II.6 Charges permanentes.

### II.6.1 Les planchers.

#### II.6.1.1 Détermination de charges permanentes(G) du plancher en hourdis (Terrasse Inaccessible).

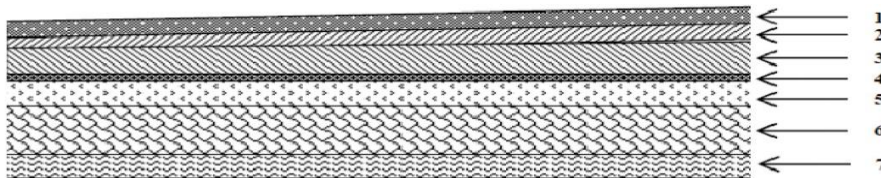


Figure II 4: Schémas des différentes couches (Plancher).

Matériaux	Poids volumique( $\gamma$ ) (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1.Etanchéité	6	0,02	0,12
2.Mortier de pose	20	0,02	0,40
3.Couche de sable	18	0,02	0,36
4.Forme de pente	22	0.1	2,2
5.Isolation thermique	4	0,02	0,08
6.Dalle en hourdis	-	(16+4)	2,80
7.Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
			<b>Gtotal=6,16</b>

Tableau II 2: Charges permanentes du plancher (Terrasse inaccessible).

### II.6.1.2 Le poids propre du plancher en entrevous (Etage courant).

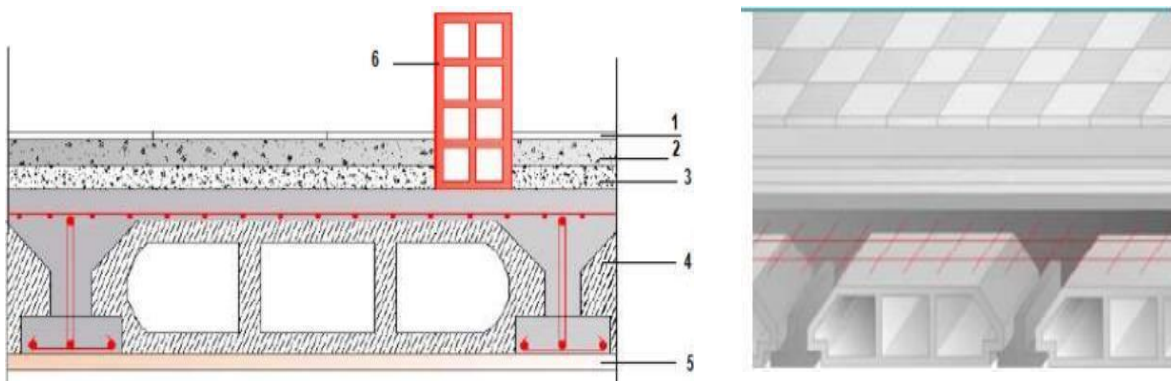


Figure II 5: Coupe d'un plancher et représentation en 3D.

Matériaux	Poids volumique( $\gamma$ )	Epaisseur(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1.Carrelage	20	0,02	0,40
2.Mortier de pose	20	0,02	0,40
3.Couche de sable	18	0,02	0,36
4.Dalle en corps creux		(16+4)	2,80
5.Enduit	10	0,02	0,20
6.Cloison	9	0,1	0.9
			Gtot=5.06

Tableau II 3: Charges permanentes pour le plancher (Etage courant).

### Terrasse accessible.

Matériaux	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtements en carrelage	0.2	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.02	0.36
Forme en pente	22	0.06	1.32
Isolation thermique	4	0.02	0.08
Dalle en corps creux		(16+4)	2.8
Enduit	10	0.02	0.2
			Gtot = 5.56 KN/m <sup>2</sup>

Tableau II 4: Charges permanentes (Terrasse accessible).

**II.6.1.3 Plancher en dalle pleine.**

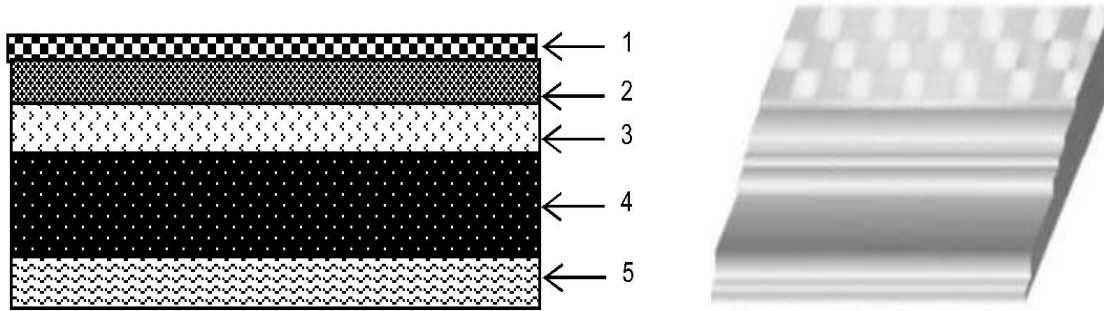


Figure II 6: Les couches d'une dalle pleine.

Matériaux	(KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1.Carrelage	20	0,02	0,40
2.Mortier de pose	20	0,02	0,40
3.Couche de sable	18	0,02	0,36
4.Dalle pleine	25	0,15	3,75
5.Enduit plâtre	10	0,02	0,20
			<b>Gtot=5.11</b>

Tableau II 5: Charges permanentes (Dalle pleine).

**II.6.1.4 Murs.**

**II.6.1.4.1 Murs extérieurs.**

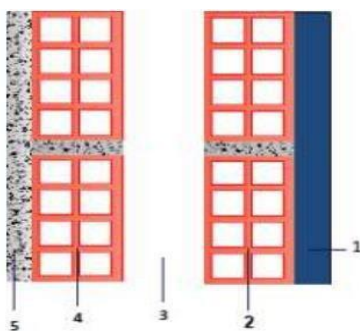


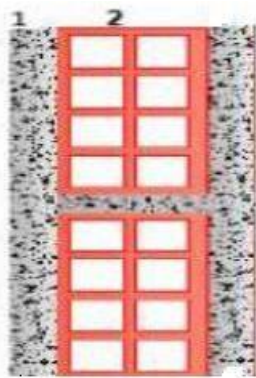
Figure II 7: Coupe d'un mur extérieur.

Matériaux	(KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1.Enduit au mortier de ciment	20	0,02	0,40
2.Cloison en brique	9	0,10	0,9
3.Lame d'air	5		
4.Cloison en brique	9	0,10	0,9
5.Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
			<b>Gtot =2,40</b>

*Tableau II 6: Charges permanentes (Murs extérieurs).*

**Remarque :** La charge trouvée pour le mur extérieur est surfacique, alors, pour la rendre linéaire, on la multiplie par la hauteur.

### II.6.1.4.2 Murs intérieurs.



*Figure II 8: Mur intérieur.*

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1 Enduit	10	0.02	0.2
2 Brique	9	0.1	0.9
3 Enduit	10	0.02	0.2
			<b>G tot = 1.30</b>

*Tableau II 7: Charges permanentes (Mur intérieur).*

## II.7 Surcharges d'exploitations.

Plancher terrasse inaccessible	1KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse accessible	1,5KN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant	1,5KN/m <sup>2</sup>
Plancher étage (usage commercial)	5KN/m <sup>2</sup>
Balcon	3,5KN/m <sup>2</sup>
Escalier	2,5 KN/m <sup>2</sup>
Loggia	1,5KN/m <sup>2</sup>

*Tableau II 8: Surcharges d'exploitation.*

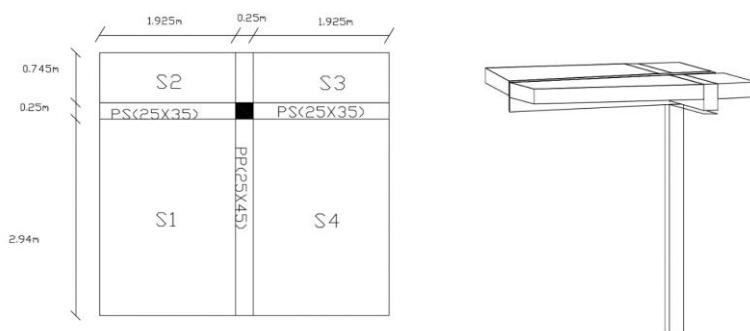
**Remarque :** Les valeurs des surcharges d'exploitations sont données par le DTR, et pour l'usage commercial, c'est la valeur de la boutique qui a été prise, donc, 5KN/m<sup>2</sup>.

## II.8 Descente des charges.

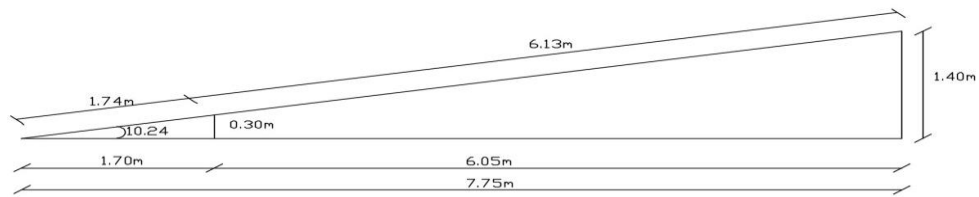
Selon le plan de la toiture, l'étage en attique est surplombé par un plancher incliné à plusieurs versants ce qui fait que la surface de plancher constituant la toiture est différente à celle des autres planchers.

### II.8.1 Surface d'influence. (S)

- **Plancher pour la toiture terrasse.** (Il y a lieu de tenir compte de l'inclinaison dans les calculs).



*Figure II 9: Surface d'influence (Toiture).*



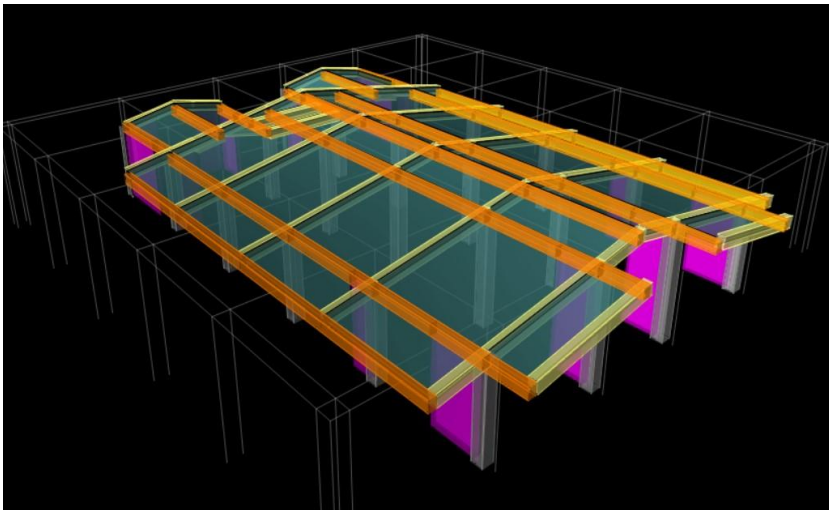
*Figure II 10: Coupe de plancher inaccessible.*

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

$$S = (2.94 * 1.925) + (0.745 * 1.925) + (0.745 * 1.925) + (1.925 * 2.94)$$

$$S = 14.18 \text{m}^2$$

$$\text{Poids}(P) = 14,18 \text{m}^2 * 6,16 \text{KN/m}^2 = 87.35 \text{KN}$$



*Figure II 11: Plancher de l'étage en Attique.*

➤ **Plancher pour les étages courants.**

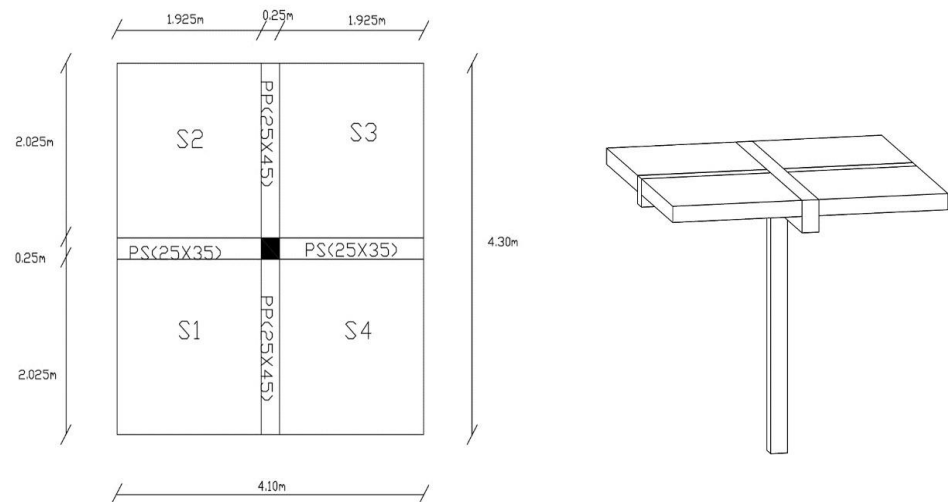


Figure II 12: Surface d'influence étage courant.

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

$$S = (2.03 \times 1.93) + (2.03 \times 1.93) + (2.03 \times 1.93) + (2.03 \times 1.93)$$

$$S = 15.67 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids}(P) = 5,06 \text{ KN/m}^2 \times 15,67 \text{ m}^2 = 79.29 \text{ KN}$$

➤ **Plancher pour la terrasse accessible.**

$$\text{Poids}(P) = 5.56 \text{ KN/m}^2 \times 15.67 \text{ m}^2 = 87.13 \text{ KN}$$

**Calcul de poids propres(P).**

➤ **Les poutres.**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \gamma \times L)$$

Avec :

P : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>.

L : la longueur de la poutre.

- **Poutre principale (PP)**

$$PP = (0,25 \times 0,40 \times 25 \times 4,30) = 10,75 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire**

$$PS = (0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,85) = 8,42 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre}} = 10,75 \text{ KN} + 8,42 \text{ KN} = 19,17 \text{ KN}$$

➤ **Les poteaux.**

- **Poids de poteau (Etage courant).**

$$P_{\text{poteau}} = S \cdot \gamma \cdot h_e \quad (h_e = 3.06\text{m} - 0.40\text{m} = 2.66\text{m}).$$

Avec :

S : C'est la section des poteaux zone (IIa)  $\geq 25\text{cm}$  (RPA99/2003).

P : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>.

h<sub>e</sub> : la hauteur des étages.

$$P_{\text{poteau}} = (0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 2.66) = 4.16\text{KN}$$

- **Poids de poteau (2<sup>e</sup> Sous-sol).**

$P_{\text{poteau}} = S \cdot \gamma \cdot h_e$ ,  $h_e = 4.08\text{m} - 0.40\text{m} = 3.68\text{m}$  (0.40m étant la hauteur de la poutre principale).

$$P_{\text{poteau}} = (0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 3.68)$$

$$= 5.75 \text{ KN}$$

- **Poids de poteau (RDC).**

$P_{\text{poteau}} = S \cdot \gamma \cdot h_e$ ,  $h_e = 3.40\text{m} - 0.40\text{m} = 3\text{m}$

$$P_{\text{poteau}} = (0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 3)$$

$$= 4.69\text{KN}$$

- **Poids de poteau (Etage en attique).**

$P_{\text{poteau}} = S \cdot \gamma \cdot h_e$ ,  $h_e = 4.20 - 0.40 = 3.80\text{m}$

$$= (0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 3.80) = 5.94\text{KN}$$

➤ **Détermination des surcharges d'exploitation(Q).**

$$\text{Terrasse inaccessible} = Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 14.18\text{m}^2 = 14.18\text{KN}$$

$$\text{Plancher pour étages courants} = Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots Q_6 = 1,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 15,67\text{m}^2 = 23,51\text{KN}$$

$$Q_7 = 1,5\text{KN/m}^2 \cdot 15,67\text{m}^2 = 23,51\text{KN}$$

$$Q_8 = 5\text{KN/m}^2 \cdot 15,67\text{m}^2 = 78,35\text{KN} \quad \rightarrow Q_7 = 78.35\text{KN}$$

$$Q_8 = 5\text{KN/m}^2 \cdot 15,67\text{m}^2 = 78,35\text{KN}$$

**II.8.2 La loi de dégression des Surcharges.**

La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges

d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous  $Q_0$  : 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.

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à  $0,5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivant (D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.

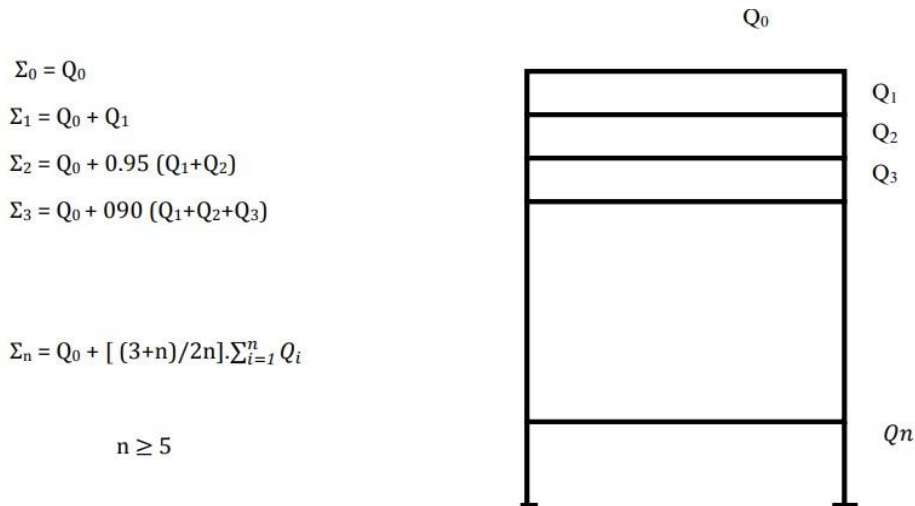


Figure II 13: Dégression de surcharges d'exploitations.

$$Q_T = Q_0 + (3+n) / 2n \times Q_i \quad (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Les valeurs de  $Q$  :

$$Q_0 = 14,18 \text{ KN}$$

$$Q_{1-6} = 23,51 \text{ KN}$$

$$Q_{71} \text{ et } Q_{72} = 78,35 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 78,35 \text{ KN}$$

**Coefficients de dégression des surcharges.**

<b>N0</b>	0	1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Niveau</b>	9	8	7	6	5	4	3	2	1
<b>Coefficient</b>	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69

Tableau II 9: Coefficients de dégression des surcharges.

**II.8.2.1 Les surcharges cumulées.**

Niveau	Surcharges(Q)
6 <sup>é</sup> Etage	$Q_0=14.18\text{KN}$
5 <sup>é</sup> Etage	$Q_0+Q_1= 14.18\text{KN}+23.51\text{KN}= 37.69\text{KN}$
4 <sup>é</sup> Etage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2) = 14.18\text{KN}+0.95(23.51\text{KN}*2) =58.85 \text{ KN}$
3 <sup>é</sup> Etage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3) =14.18\text{KN}+ 0.90(3*23.51\text{KN}) = 77.66\text{KN}$
2 <sup>é</sup> Etage	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 14.18\text{KN} +0.85*4*23.51=94.11\text{KN}$
1 <sup>er</sup> Etage	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =14.18\text{KN}+(0.80*5*23.51) = 108.22\text{KN}$
RDC	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =14.18\text{KN}+0.75[(6*23.51)] =119.98\text{KN}$
1 <sup>er</sup> SS	$Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =14.18\text{KN}+0.71[(6 * 23.51\text{KN}) + (78.35)] = 169.96 \text{ KN}$
2 <sup>é</sup> SS	$Q_0+0.69(5Q_1+Q_6+Q_7+Q_8) =14.18\text{KN}+0.69[(6*23.51) +(78.35*2)] =219.63$

*Tableau II 10: Les surcharges cumulées.*

## ➤ Les résultats sur les sections des poteaux.

Niveau	G (KN)					Q		Ns=Q+G	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher	Poutres	Poteaux	Gtotal	Gcumulé	Qi	Qcum		Section trouvée. $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section adoptée.
6 <sup>e</sup> étage	87.35	19.17	5.94	112.46	112.46	14.18	14.18	126.64	50.66	<b>25*25</b>
5 <sup>e</sup> étage	87.13	19.17	4.16	110.46	222.92	23.51	37.69	260.61	104.24	<b>25*25</b>
4 <sup>e</sup> étage	79.29	19.17	4.16	102.62	325.54	23.51	58.85	384.39	153.76	<b>25*25</b>
3 <sup>e</sup> étage	79.29	19.17	4.16	102.62	428.16	23.51	77.66	505.82	202.33	<b>25*25</b>
2 <sup>e</sup> étage	79.29	19.17	4.16	102.62	530.78	23.51	94.11	624.89	249.96	<b>25*25</b>
1 <sup>er</sup> étage	79.29	19.17	4.16	102.62	633.4	23.51	108.22	741.62	296.65	<b>25*25</b>
RDC	79.29	19.17	4.69	103.15	736.55	23.51	119.98	856.53	342.61	<b>25*25</b>
1 <sup>er</sup> SS	79.29	19.17	4.16	102.62	839.17	78.35	169.96	1009.13	403.652	<b>30*30</b>
2 <sup>e</sup> SS	79.29	19.17	5.75	104.21	949.48	78.35	219.63	1169.11	467.64	<b>30*30</b>

Tableau II 11: Les différentes sections de poteaux.

**Remarque :** Le règlement parasismique algérien exige une section minimale de 25cm pour les poteaux dans la zone IIa, donc, le choix des sections des poteaux des différents étages est basé sur cette exigence non seulement sur les valeurs des sections trouvées dans le calcul de prédimensionnement.

### II.9 Vérification des sections selon RPA 99(Art 7.4.1) [48].

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois et les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{en zone I et IIa}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{en zone IIb et III}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$$

Niveaux	Poteaux	RPA(Conditions)	Résultats	Observation
Du 1 <sup>er</sup> sous-sol au 2 <sup>e</sup> sous-sol.	30*30	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min}(b_1, h_1) \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$30 > 25$ $30 > 15.30$ $\frac{1}{4} < 1 < 4$	<b>Condition vérifiée. (CV)</b>
Du RDC au 6 <sup>e</sup> étage.	25*25	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min}(b_1, h_1) \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$25 = 25$ $25 > 20.40$ $\frac{1}{4} < 1 < 4$	<b>Condition Vérifiée. (CV)</b>

*Tableau II 12: Vérification selon RPA.*

### II.10 Vérification de la résistance des poteaux aux flambement.

Le flambement est une déformations latérale importante et brusque d'un élément élancé soumis à un effort de compression. Ce phénomène fait partie des instabilités des formes. Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux de la structure, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7 l_0$ , donnée par l'article B.8.3,3 du BAEL 91).

$l_0$  : Longueur libre du poteau       $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{h^3 b}{12}$  ; pour une section carrée :  $I = \frac{b^4}{12}$ )

$S$  : Section transversale du poteau ( $S = bh$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ ).

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow \lambda &= \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \\ \lambda &= \sqrt{120.7} \frac{l_0}{b} \\ &= 2.42 \end{aligned}$$

Section des poteaux	Elancement des poteaux ( $\lambda$ )	Observation
(25*25) cm <sup>2</sup> Etage en attique (l <sub>o</sub> =4.20m)	40.66 < 50	Condition vérifiée
(25*25) cm <sup>2</sup> Etage courant (l <sub>o</sub> =3.06m)	29.62 < 50	Condition vérifiée
(25*25) cm <sup>2</sup> Rez de chaussée (RDC) (l <sub>o</sub> =3.40m)	32.91 < 50	Condition vérifiée
(30*30) cm <sup>2</sup> 2 <sup>e</sup> sous-sol (l <sub>o</sub> = 4.08m)	32.91 < 50	Condition vérifiée

*Tableau II 13: Vérification vis à vis du flambement.*

Il est évident qu'il n'y aura pas de risque de flambement des poteaux qui engendrerait l'instabilité de forme dans toute la structure car la condition d'élanement est soigneusement vérifiée.

En somme, le pré dimensionnement nous permet de connaître au préalable les sections de différents éléments de la structure tels que les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles.

Le projet sera constitué des éléments structuraux des dimensions suivantes :

- ✦ **Poteaux (30\*30) cm<sup>2</sup> et Poteaux (25\*25) cm<sup>2</sup>.**
- ✦ **Poutres principales : (25\*40) cm<sup>2</sup>.**
- ✦ **Poutres secondaires : (25\*35) cm<sup>2</sup>.**
- ✦ **Poutre palière : (25\*30) cm<sup>2</sup>.**
- ✦ **Poutre de chaînage (20\*30) cm<sup>2</sup>.**
- ✦ **Plancher à entrevous de 20cm d'épaisseur (16+4).**
- ✦ **Dalle pleine de 15cm d'épaisseur.**
- ✦ **Voiles : 20 cm d'épaisseur.**

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.**

### III.1 Escalier.

#### III.1.1 Définition.

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Les dimensions sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.1.2 Terminologie.

- **La marche** : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives ; il y a une valeur constante de 28cm au minimum.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si  $E \geq 1m$ .
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Le volet** : C'est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L1.
- **Le palier** : c'est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches d'épaisseur représentée par ep.

H : hauteur de la volée.

h : hauteur des contres marches.

L1 : longueur projetée de la volée.

L2 : longueur du palier d'arrivée.

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

E : Embranchement.

g : largeur des marches (giron).

Il y a lieu de préciser que l'escalier doit satisfaire la relation de BLONDEL ( $59 \leq 2h+g \leq 66$ ).

### III.1.3 Prédimensionnement de l'escalier.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche « n ».
- La hauteur du contre marche « h ».
- Le giron « g ».
- L'épaisseur de la paillasse « e ».
- Nombre du contre marche « N ».

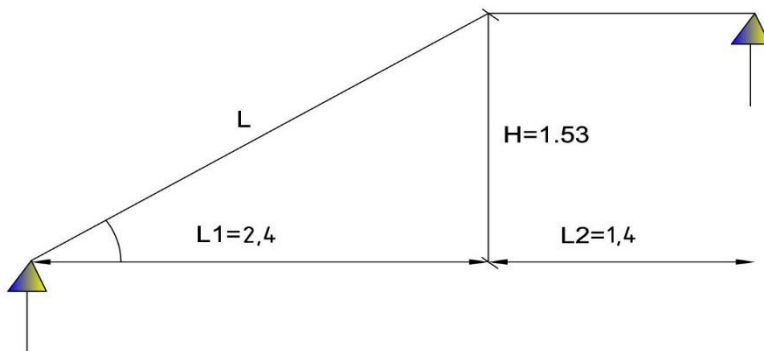


Figure III 1: Les dimensions de l'escalier.

#### ➤ Calcul de n, h et g.

Les escaliers seront pré- dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

Le bâtiment dispose des plusieurs types d'escalier en raison de son usage, le calcul concernera un seul escalier qui desservira le plus grand nombre de niveaux, et les sections d'armatures adoptées lors du dimensionnement seront appliqués sur tout le reste pour assurer sa résistance à la flexion.

#### ➤ Volet :

- **La hauteur de la marche « h »** :  $14\text{cm} < h < 18\text{cm}$  ; On opte pour  **$h=17\text{cm}$**
- **Le giron « g »** :

$28\text{cm} < g < 36\text{cm}$  On opte pour  **$g = 30\text{cm}$**

$$n = \frac{240}{30} = \mathbf{8 \text{ marches}}$$

$$N = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches.}$$

En appliquant la formule de blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$59 \leq 2 \cdot 17 + 30 \leq 66 ; \quad 59 \leq 64 \leq 66, \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Epaisseur de la paillasse et du palier.**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \text{ Avec } L_0 : \text{ la longueur réelle du volet et du palier ; } L_0 = L + L_2$$

$$L = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.85\text{m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$L_0 =$

$$2.85\text{m} + 1.40$$

$$m = 4.25\text{m}$$

$$\frac{4.25}{30} \leq e \leq \frac{4.25}{20}$$

$$14\text{cm} \leq e_p \leq 21.25\text{cm}$$

On prend : 15cm

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

➤ **Evaluation des charges (G et Q).**

- **Le volet.**

Eléments	ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	0.15	25	3.75
Marche	0.17	25	4.25
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier	0.02	20	0.40
Couche du sable	0.02	18	0.36
Plâtre	0.02	10	0.20
Garde-corps			0.20
			G <sub>tot</sub> = 9.56 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III 1: Evaluation des charges permanentes (le volet).

- **Le palier**

Eléments	ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	0.20	25	5
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plâtre	0.02	10	0.20
			Gtot= 6.36 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III 2: Evaluation des charges permanentes (Palier).

D'après DTR, Q= 2.5KN/m<sup>2</sup>.

**III.2 Calcul à l'état limite ultime (ELU).**

➤ **Combinaisons d'actions.**

$$Qu1(\text{volet}) = 1.35 * 9.56 \text{ KN/m}^2 + 1.5 * 2.5 \text{ KN/m}^2 = 16.66 \text{ KN/m}$$

$$Qu2(\text{palier}) = 1.35 * 6.36 \text{ KN/m}^2 + 1.5 * 2.5 \text{ KN/m}^2 = 12.34 \text{ KN/m}$$

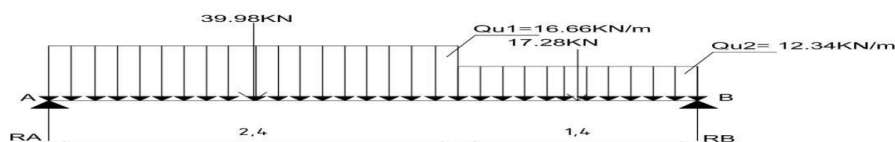


Figure III 2: Schémas statique de l'escalier.

$$\sum F_Y = 0 \quad R_A + R_B - 39.98 \text{ KN} - 17.28 \text{ KN} = 0 \quad (1)$$

$$R_A + R_B = 57.26 \text{ KN}$$

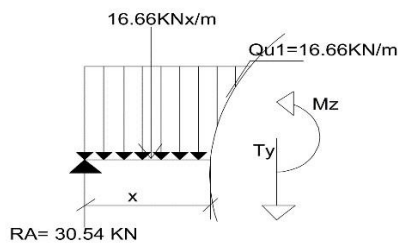
$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -39.98 \text{ KN} * 1.20 \text{ m} - 17.28 \text{ KN} * 3.10 \text{ m} + R_B * 3.80 \text{ m} = 0 \quad (2)$$

$$R_B = \frac{101.54 \text{ KNm}}{3.80 \text{ m}} = 26.720 \text{ KN}$$

$$R_A = 57.26 \text{ KN} - 26.72 \text{ KN} = 30.54 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts internes.**

- **1<sup>er</sup> tronçon (0 ≤ x ≤ 2.40m).**



*Figure III 3: 1er tronçon de l'escalier.*

$$R_A = 30.54 \text{ KN}$$

$$T_y(x) = 30.54 - 16.66x \rightarrow T_y(0\text{m}) = 30.54 \text{ KN} \rightarrow T_y(2.40 \text{ m}) = -9.44 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = 30.54 x - \frac{16.66x^2}{2} \rightarrow M_z(1.20\text{m}) = 24.65 \text{ KNm} \rightarrow M_z(2.40\text{m}) = 25.32 \text{ KNm}$$

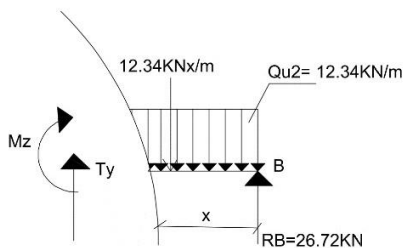
Ty s'annule quand le moment est au maximum.

$$T_y(x) = 0 \Leftrightarrow T_y(x) = -16.66x + 30.54 = 0$$

$$X = 1.83 \text{ cm}$$

$$M_{z\text{max}} = M_z(1.83) = 27.99 \text{ KNm}$$

- **2<sup>é</sup> tronçon (0 ≤ x ≤ 1.40m).**



*Figure III 4: 2ème tronçon de l'escalier.*

$$T_y(x) = -26.72 + 12.34x \rightarrow T_y(0) = -26.72 \text{ KN} \rightarrow T_y(1.40) = 9.44 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = 26.72x - \frac{12.34x^2}{2} \rightarrow M_z(0) = 0 \rightarrow M_z(1.40 \text{ m}) = 25.31 \text{ KNm}$$

$$M_{z_{max}} = 25.31 \text{ KNm}$$

$$M_t = M_z \text{ max} * 0.85 = 23.79 \text{ KNm}$$

$$M_a = -M_z \text{ max} * 0.3 = -8.40 \text{ KNm}$$

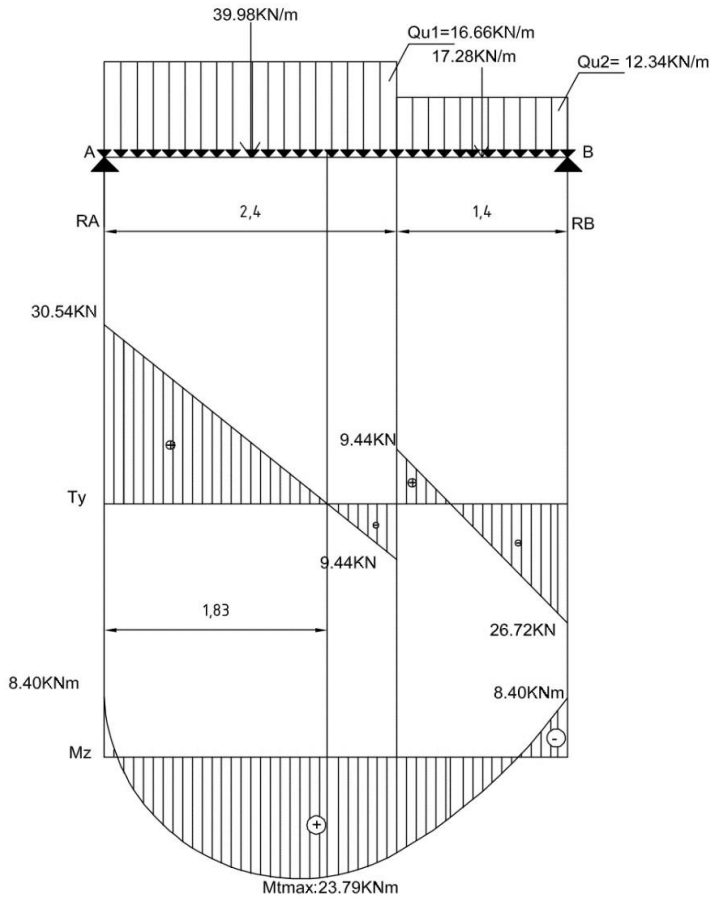


Figure III 5: Diagrammes des efforts internes de l'escalier.

### III.2.1 Les sections des armatures.

En travée ( $M_t = 23.79 \text{ KNm}$ ).

$$\text{Unité : } 1 \text{ Mpa} = 10^{-1} \text{ KN/cm}^2.$$

$$1 \text{ KNm} = 100 \text{ KNcm}.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; \theta = 1$$

$$f_{bu} = 1.42 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2379 \text{ KNcm}}{100 * 13^2 * 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.099$$

$$\mu = 0.099 \rightarrow \beta = 0.9478$$

$$A_{st} = \frac{2379 \text{KNcm}}{0.9478 \cdot 13 \text{cm} \cdot 34.8 \text{KN/cm}^2} = 5.55 \text{Cm}^2$$

**Choix : 6T12 = 6.79Cm<sup>2</sup> ; St = 15cm**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.39 \text{cm}^2$$

**Choix : 4HA8 : 2.01cm<sup>2</sup> St = 25cm**

❖ Aux appuis (Ma = 8.40 KNm).

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{840 \text{KNcm}}{100 \cdot 13^2 \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.9822$$

$$A_{st} = \frac{840 \text{KNcm}}{0.9822 \cdot 13 \text{cm} \cdot 34.8 \text{KN/cm}^2} = 1.89 \text{Cm}^2$$

**Choix : 4HA8 → 2.01 cm<sup>2</sup> St = 25 cm**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.50 \text{cm}^2$$

**Choix : 4HA8 → 2.01 Cm<sup>2</sup> St = 25cm**

### III.2.2 Vérification à L'état limite ultime (ELU).

- **Condition de non fragilité.**

$A_{min} < A_{st}$  adoptée ; c'est la condition à vérifier.

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_e = 400 \text{Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot 100 \text{cm} \cdot 13 \text{cm} \cdot 2.1 \text{MPa}}{400 \text{Mpa}} = 1.57 \text{cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_{st} \text{ adoptée} = 6.79 \text{cm}^2$$

**$A_{min} = 1.57 \text{cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 6.79 \text{cm}^2$ . La condition est vérifiée.**

➤ **Aux appuis.**

$$A_{min} < A_a.$$

$$A_a = 2.01 \text{cm}^2$$

**$A_{min} = 1.57 \text{cm}^2 < A_a = 2.01 \text{cm}^2$ . La condition est vérifiée.**

- **Espacement des barres. (BAEL91 Art A.8.2.4.2)**

Armatures principales :  $St < \min(3h ; 33 \text{cm})$

**$St = 15 \text{cm} < 33 \text{cm}$  La condition est vérifiée**

Armatures de répartition :  $St < \min(3h ; 45 \text{cm})$

**$St : 25 \text{Cm} < 45 \text{Cm}$  La condition est vérifiée.**

- **Contrainte de cisaillement (BAEL 91 modifiée 99, article A.5.1.2.1)[40].**

On vérifié :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{30.54 \cdot 10^3 \text{ N}}{1000 \text{ mm} \cdot 130 \text{ mm}} = 0.24 \text{ Mpa}$$

**$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ . La condition est vérifiée.**

**Remarque :** Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 modifié 99, article A.6.1,3)[58].**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ (HA : } \psi_s = 1.5)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ La somme de périmètres utiles des barres aux appuis.}$$

➤ **En travée.**

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \cdot 12 \text{ mm} \cdot 3.14 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.54 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.9 \cdot 130 \text{ mm} \cdot 226.08 \text{ mm}} = 1.15 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 1.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$  la condition est vérifiée.**

➤ **Aux appuis.**

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \cdot 8 \text{ mm} \cdot 3.14 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.54 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.9 \cdot 130 \text{ mm} \cdot 100.48 \text{ mm}} = 2.60 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 2.60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$  la condition est vérifiée.**

- **Ancrage des barres aux appuis. (BAEL91 modifié 99, article A 6.1.22)[54].**

Longueur de scellement droit ( $L_s$ ) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 \text{ Mpa} = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour } \phi = 0.8 \text{ cm} \rightarrow L_s = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 L_s$$

$$L_c = 0.4 \cdot 28.22 \text{ cm} = 11.29 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 * 42.33 \text{ cm} = 16.93 \text{ cm}$$

Finalement ;  $L_c = 18 \text{ cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Article. 4.2.1/ BAEL 91).**

- **Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99 A 5.1.3 13).**

On s'assure que :  $T_u < \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{0.4 * f_{c28} * 0.9 * d * L}{\gamma b}$$

$$T_u = \frac{0.4 * 2.5 \text{ KN/cm}^2 * 0.9 * 13 \text{ cm} * 100 \text{ cm}}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$T_u = 30.54 \text{ KN} < \bar{T}_u = 780 \text{ KN} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

**III.3 Calcul à l'état limite de service (ELS).**

➤ **Combinaison d'actions.**

Volet:  $Q_{s1} = 9.56 \text{ KN/m}^2 + 2.5 \text{ KN/m}^2 = 12.06 \text{ KN/m}^2$

Palier :  $Q_{s2} = 6.36 \text{ KN/m}^2 + 2.5 \text{ KN/m}^2 = 8.86 \text{ KN/m}^2$

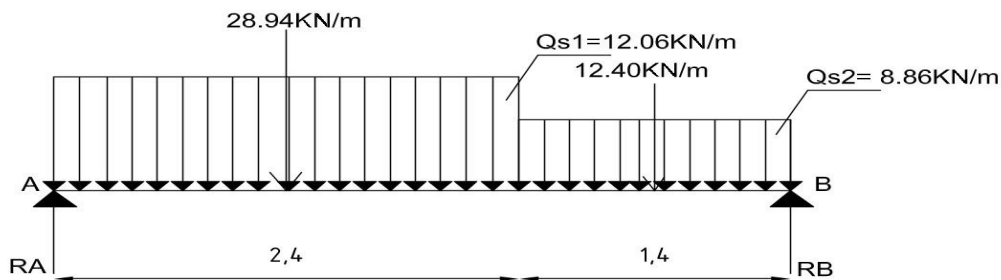


Figure III 6: Schémas statique de l'escalier à L'ELS.

$$\sum F_Y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B - (12.06 * 2.40) \text{ KN} - (8.86 * 1.40) \text{ KN} = 0 \quad (1).$$

$$R_A + R_B = 41.34 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -28.94 \text{ KN} * 1.20 \text{ m} - 12.40 \text{ KN} * 3.10 \text{ m} + R_B * 3.80 \text{ m} = 0 \quad (2).$$

$$R_B = \frac{73.17 \text{ KNm}}{3.80 \text{ m}} = 19.25 \text{ KN}$$

$$R_A = 41.34 \text{ KN} - 19.25 \text{ KN} = 22.09 \text{ KN}.$$

➤ **Calcul des efforts internes.**

- **1<sup>er</sup> tronçon (0 < x < 2.40m).**

• **Les efforts tranchants.**

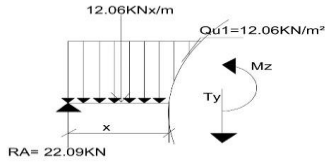


Figure III 7: 1er tronçon de l'escalier à L'ELS.

$$R_A = 22.09 \text{ KN}$$

$$T_y(x) = 22.09 - 12.06x \rightarrow T_y(0\text{m}) = 22.09 \text{ KN} \rightarrow T_y(2.40\text{m}) = -6.85 \text{ KN}$$

• **Les moments.**

$$M_z(x) = \frac{-12.06 x^2}{2} + 22.09 x \rightarrow M_z(0) = 0 \rightarrow M_z(1.20) = 17.82 \text{ KNm} \rightarrow M_z(2.40) = 18.28 \text{ KNm.}$$

$T_y$  s'annule quand le moment est au maximum.

$$T_y(x) = 0 \Leftrightarrow T_y(x) = -12.06x + 22.09 = 0$$

$$X = 1.83 \text{ cm}$$

$$M_{z\text{max}} = M_z(1.83) = \mathbf{20.23 \text{ KNm.}}$$

- **2<sup>é</sup> tronçon. (0 < x < 1.40m).**

• **Les efforts tranchants ( $T_y$ ).**

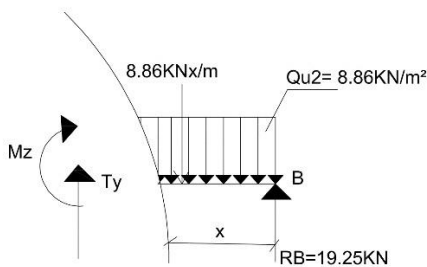


Figure III 8: 2<sup>ème</sup> tronçon de l'escalier à L'ELS.

$$T_y(x) = 19.25 - 8.86x \rightarrow T_y(0\text{m}) = 19.25 \text{ KN} \rightarrow T_y(1.40\text{m}) = 6.85 \text{ KN}$$

**Les moments ( $M_z$ ).**

$$M_z(x) = 19.25 x - \frac{8.86x^2}{2} \rightarrow M_z(0) = 0 \rightarrow M_z(1.40\text{m}) = 11.30 \text{ KNm.}$$

$$\mathbf{M_z \text{ max} = 20.23 \text{ KNm}}$$

$$M_t = M_z \text{ max} * 0.85 = 17.20 \text{ KNm (En travée)}$$

$M_a = -M_z \max * 0.3 = -6.07 \text{ KNm}$  (Aux appuis).

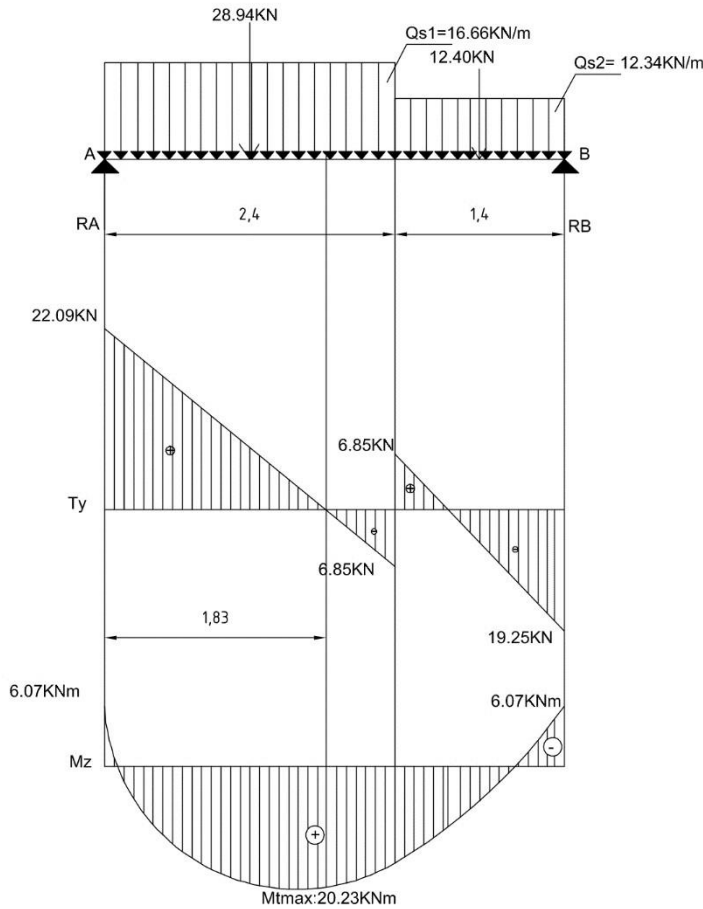


Figure III 9: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELS.

### III.3.1 Vérification à L'état limite de service (ELS).

On s'assure que :

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte dans les aciers.

- Aux appuis.

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 ; M_a \max = 8.40 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.01}{100 * 13} * 100 = 0.155$$

Par interpolation à partir du tableau :

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \beta_1 = ?$$

$$0.149 \rightarrow 0.9483$$

$$0.155 \rightarrow ?$$

$$0.161 \rightarrow 0.9344$$

$$\beta_1 = 0.9483 + (0.9344 - 0.9483) * \left( \frac{0.155 - 0.149}{0.161 - 0.149} \right)$$

$$\beta_1 = 0.9414$$

$$K_1 = ?$$

$$0.149 \rightarrow 63.72$$

$$0.155 \rightarrow ?$$

$$0.161 \rightarrow 61.28$$

$$K_1 = 63.72 + (61.28 - 63.72) * \left( \frac{0.155 - 0.149}{0.161 - 0.149} \right)$$

$$K_1 = 62.50$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow K = 62.50$$

$$\beta_1 = 0.9414$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.07 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0.9414 * 130 \text{ mm} * 201 \text{ mm}^2}$$

$$\sigma_{st} = 246.76 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 246.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

$$\bar{\sigma}_c = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{246.76 \text{ Mpa}}{62.50} = 3.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **En travée**

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad M_t = 17.20 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{5.65}{100 * 13} * 100 = 0.435$$

Par interpolation à partir du tableau :

$$\rho = 0.435 \rightarrow \beta_1 = 0.8995$$

$$K = 30.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.20 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0.8995 * 130 \text{ mm} * 565 \text{ mm}^2}$$

$$\sigma_{st} = 260.34 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 260.34 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \text{Mpa} = 15 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{260.34 \text{ Mpa}}{30.29} = 8.59 \text{ Mpa}$$

**$\sigma_{bc} = 8.59 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**  → La condition est vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures.**

Aucune vérification n'est nécessaire, l'escalier n'étant pas exposé aux intempéries ni aux milieux agressifs la fissuration est peu préjudiciable. (Article A.4.5,32 du BAEL 91) [14].

➤ **Vérification de la flèche.**

$$f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$f_{adm} = 0.76 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{5q_s L^2}{384 E_v I}$$

$$\bar{f} = 12.06 \text{ KN/m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$B_0 = b * h + 15 A_t; A_t = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = (100 * 15) + 15 * 6.79 \text{ cm}^2 = 1601.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 * A_t * d$$

$$= \frac{100 \text{ cm} * 15^2 \text{ cm}^2}{2} + 15 * 6.79 \text{ cm}^2 * 13 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = 121574.05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$V_1 = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7.85^3 + 7.15^3) + 15 * 6.79 \text{ cm}^2 * (7.15 \text{ cm} - 2 \text{ cm})^2$$

$$I = 31011.58 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 * 12.06 * 10^3 * 3.80^4}{384 * 10818.86 * 10^6 * 31011.58 * 10^{-8}}$$

**$f = 0.0098 \text{ cm} < f_{adm} = 0.76 \text{ cm}$**  La condition est vérifiée.

La section des armatures trouvée à L'ELU suffit, puisque toutes les conditions sont vérifiées, alors, voici, en résumé les sections des armatures de l'escalier.

**Aux appuis :**

Armatures principales :  $A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2$ , soit 4HA8/ml St = 25cm.

Armatures de répartition :  $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2$ , soit : 4HA8/ml St = 25cm.

**En travée :**

Armatures principales :  $A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$  soit : 6HA12/ ml     $St = 15\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $A_{sr} = 2.01 \text{ cm}^2$  soit : 4HA8/ml     $St = 25\text{cm}$ .

**III.4 Poutre palière.**

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 3.25m entre (nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (semi encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, de poids du mur porteur et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

**❖ Prédimensionnement.**

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.4h \leq b \leq 0.7h$

**➤ Hauteur.**

- $L = 3.50 - 0.25 = 3.25 \text{ m}$
- $\frac{3.25}{15} \leq h \leq \frac{3.25}{10}$
- $21.67\text{cm} \leq h \leq 32.50\text{cm}$ ,  **$h = 30\text{cm}$**

**➤ Largeur.**

- $0.4 * 0.30 \leq b \leq 0.7 * 0.30$
- $12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

**On prend  $b = 25\text{cm}$ .**

**Remarque :** Toutes les conditions du RPA sont vérifiées. (Voir Chapitre 2).

**Les dimensions de la poutre palière : (25\*30) cm<sup>2</sup>.**

**❖ Détermination des charges(G) et surcharges (Q).**

G(poutre) :  $G_p = 0.25 * 0.30 * 25 = 1.88\text{KN/m}$

G (mur porteur) :  $G_m = (1.53 - 0.40) * 0.20 * 25\text{KN/m} = 5.65\text{KN/m}$  (0.40 m étant la hauteur de la poutre principale).

$G_{\text{total}} = 10.62\text{KN/m}$

Réaction au point A à L'ELU :  $Q_u = 30.54 \text{ KN}$

Réaction au point A à L'ELS :  $Q_s = 22.09\text{KN}$

**❖ Combinaisons des charges.**

$Q_u = 1.35G_{\text{total}} + Q_u = 1.35 * 10.62 \text{ KN/m} + 30.54\text{KN/m} = 44.88\text{KN/m}$

$Q_s = G_{\text{total}} + Q_s = 10.62 \text{ KN/m} + 22.09 \text{ KN/m} = 32.71\text{KN/m}$

### III.4.1 Calcul à L'ELU.

$$R_A = R_B = \frac{Qul}{2} = \frac{44.88 \cdot 3.25}{2} = 72.93 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{Qul^2}{8} = \frac{44.88 \cdot 3.25^2}{8} = 59.26 \text{ KNm}$$

En tenant compte du semi encastrement à L'ELU :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \cdot 59.26 = \mathbf{50.37 \text{ KNm}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \cdot 59.26 = \mathbf{-17.78 \text{ KNm}}$$

#### ❖ Les sections d'armatures.

(Unité : 1Mpa =  $10^{-1}$  KN/cm<sup>2</sup>)

1KNm = 100KNcm.

##### ➤ En travée ( $M_t = 5037 \text{ KNcm}$ )

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5037 \text{ KNcm}}{25 \cdot 28^2 \cdot 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.181$$

$$\mu = 0.181 \rightarrow \text{SSA}$$

A partir du tableau : pour  $\mu = 0.181$  ;  $\beta = 0.8994$ .

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5037 \text{ KNcm}}{0.8994 \cdot 28 \cdot 34.8 \text{ KN/cm}^2} = 5.75 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA16 ;  $A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2$**

##### ➤ Aux appuis ( $M_a = -1778 \text{ KNcm}$ ).

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1778 \text{ KNcm}}{25 \cdot 28^2 \cdot 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 \rightarrow \text{SSA}$$

A partir du tableau : pour  $\mu = 0.064$  ;  $\beta = 0.9669$ .

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1778 \text{ KNcm}}{0.9669 \cdot 28 \cdot 34.8 \text{ KN/cm}^2} = 1.89 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA 10 ;  $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$**

### III.4.2 Vérification à L'ELU.

#### ➤ Condition de non fragilité.

On doit vérifier la condition suivante :

La section adoptée ( $A_{st}$ ) > Section minimale ( $A_{min}$ ).

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 2.1}{400} = 0.85$$

**$A_{min} = 0.85 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2$  ; En travée la condition est vérifiée.**

**$A_{min} = 0.85 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 2.36 \text{ cm}^2$  ; Aux appuis la condition est vérifiée.**

#### ➤ Contraintes de cisaillement (BAEL 91 modifiée 99, article A.5.1.2.1).

On vérifié la relation :  $\tau u \leq \bar{\tau} u$ .

$$\tau u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$\bar{\tau} u = \min \left( \frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau} u = \min (3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{72.93 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} * 280 \text{ mm}} = 1.04 \text{ Mpa}$$

**$\tau u = 1.04 \text{ Mpa} < \bar{\tau} u = 3.33 \text{ Mpa}$**  La condition est vérifiée.

**NB : Le RPA99(Art.7.5.2.1) [13]** stipule que le pourcentage des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre représente 0.5% en toute section ; alors :

$$A_{totale} = 3HA16 + 3HA10 = 6.03 + 2.36 = 8.39 \text{ cm}^2$$

Et

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 * 25 * 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

**$A_{totale} = 8.39 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2$** , La condition est vérifiée.

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ; C'est la condition à vérifier.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \text{ max}}{0.9 * d * \Sigma U_i}$$

**En travée.**

$$\Sigma U_i = \eta \Phi 3.14 = 3 * 3.14 * 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.93 \text{ KN}}{0.9 * 28 \text{ cm} * 15.07 \text{ cm}} = 1.92 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 1.92 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$** , La condition est vérifiée.

**Aux appuis.**

$$\Sigma U_i = \eta \Phi 3.14 = 3 * 3.14 * 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.93 \text{ KN}}{0.9 * 28 \text{ cm} * 9.42 \text{ cm}} = 3.07 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 3.07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$** , La condition est vérifiée.

➤ **Ancrage des barres. (BAEL91/Art6.1,221) [14].**

Pour les aciers à haute adhérence FeE 400 et pour  $f_{c28}$  de 25Mpa, la longueur de scellement droite  $L_s$  est égale à :

$$L_s = 35\Phi$$

Pour les HA 16 :  $L_s = 56 \text{ cm}$  (En travée)

Pour les HA 10 :  $L_s = 35 \text{ cm}$  (Aux appuis)

$$L_c = 0.4 * L_s$$

Pour les HA 16 :  $L_c = 22.4 \text{ cm}$

Pour les HA 10 :  $L_c = 14 \text{ cm}$

Finalement : La longueur  $L_c = 25\text{cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant.**

- Aux appuis (BAEL /91 Art 5.1,312) []

$$\text{Ast adopté} > \text{Ast Ancré} = \frac{\gamma_s V_{u \max}}{f_e} = \frac{1.15 * 72.93 \text{KN}}{40 \text{KN/cm}^2} = 2.10 \text{Cm}^2$$

**Ast adopté = 6.03 cm<sup>2</sup> > Ast Ancré= 2.10cm<sup>2</sup>.** La condition est vérifiée, donc, les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL91/Art.A.5.1,313) []

- $\frac{2V_u}{f_e 0.9d} \leq \frac{0.8f_c 28}{\gamma_b}$

- $\frac{2 * 72.93}{40 * 0.9 * 28} = 1.45 \text{Mpa} < \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{Mpa}$ . **La condition est vérifiée.**

➤ **Calcul des armatures transversales. (BAEL 91 Art A.7.2,2) [43].**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_t) = \min (0.86 ; 2.5 ; 1.6) = 0.86 \text{ cm}$$

Pour les aciers transversaux, on utilisera un cadre et un étrier en  $\Phi 6 (A_t = 1.13 \text{cm}^2)$ .

➤ **Espacement maximal des armatures transversales. (BAEL 91/Art A.5.1,22) [14].**

$$St_{\max} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (25.2\text{cm} ; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm}$$

- D'après le RPA99(Art7.5.2.2) [13] :

Dans la zone nodale.

$$St \leq \min (h/4 ; 12\Phi) = \min (7.5 ; 19.20) = 7.5\text{cm}$$

$$St = 7\text{cm}.$$

Dans la zone courante.

$$St \leq h/2 = 15\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm}.$$

### III.4.3 Vérification à L'ELS.

➤ **Détermination des efforts internes.**

$$R_A = R_B = \frac{Q_s l}{2} = \frac{32.71 * 3.25}{2} = 53.15 \text{KN}$$

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{32.71 * 3.25^2}{8} = 43.19 \text{KNm}$$

En tenant compte du semi encastrement :

En travée :  $M_t = 0.85 * 43.19 = 36.71 \text{ KNm}$ .

Aux appuis :  $M_a = -0.3 * 43.19 = -12.96 \text{ KNm}$ .

➤ **Etat limite de compression du béton.**

Pour le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

• **Aux appuis.**

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 ; M_s = 1296 \text{ KNcm}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.36}{25 * 28} * 100 = 0.337$$

Pour  $\rho_1 = 0.337$ ,  $\beta = 0.8317$  et  $K = 40.28$ .

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{1296 \text{ KNcm}}{0.8317 * 28 \text{ cm} * 2.36 \text{ cm}^2} = 235.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{235.8}{40.28} = 5.85 \text{ Mpa}$$

**$\sigma_{bc} = 5.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**  → La condition est vérifiée.

• **En travée**

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 \quad M_s = 3671 \text{ KNcm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{6.03}{25 * 28} * 100 = 0.861$$

A partir du tableau :

$$\rho = 0.861 \rightarrow \beta_1 = 0.8681$$

$$K = 22.90$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3671}{0.8681 * 28 \text{ cm} * 6.03 \text{ cm}^2} = 250.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 250.46 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{250.46 \text{ Mpa}}{22.90} = 10.94 \text{ Mpa}$$

**$\sigma_{bc} = 10.94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**  → La condition est vérifiée.

➤ **Etat limite des ouvertures.**

C'est le cas d'une fissuration peu nuisible car la poutre n'est pas exposée aux intempéries ni aux milieux agressifs, donc, aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91) [14]

➤ **Etat limite de déformation.** (BAEL 91/Art.B.6.5,1) [14].

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si ces 3 conditions sont satisfaites à savoir :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  ;  $\frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.063$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$   $0.092 > \frac{36.71}{10 \cdot 43.19} = 0.085$
- $\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$   $\frac{6.03}{25 \cdot 28} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.011$

Les 3 conditions sont vérifiées, la flèche ne sera pas calculée.

**Tableaux récapitulatifs des résultats pour l’escalier et la poutre palière.**

	Escalier	Poutre palière
Aux appuis	Asa = 4HA8	Ast= 3HA10
	Asr= 4HA8	
En travée	Ast= 6HA12	Asr= 3HA16
	Asr= 4HA8	

*Tableau III 3: Récapitulatifs des résultats.*

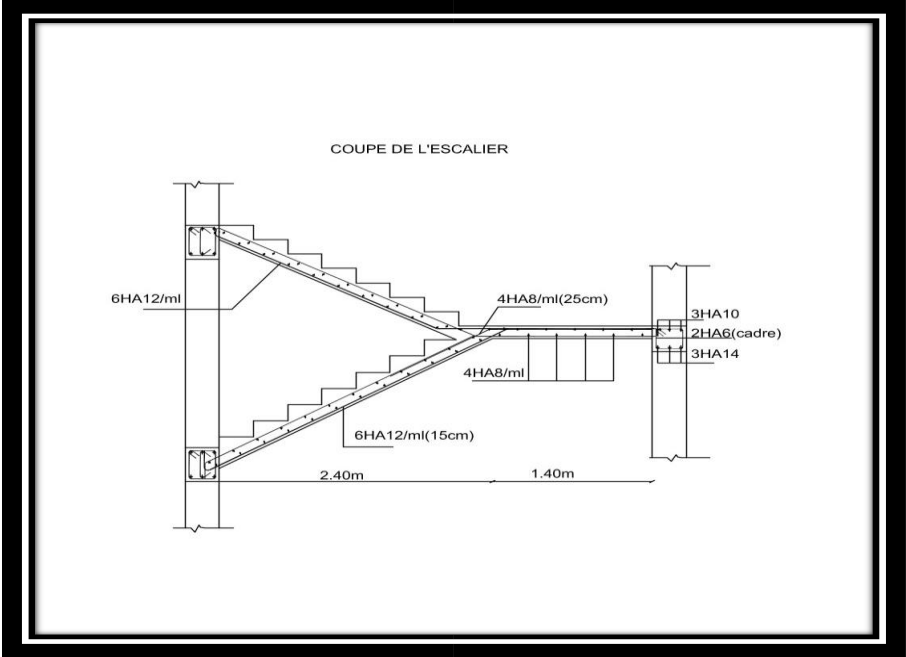


Figure III 10: Coupe de l'escalier.

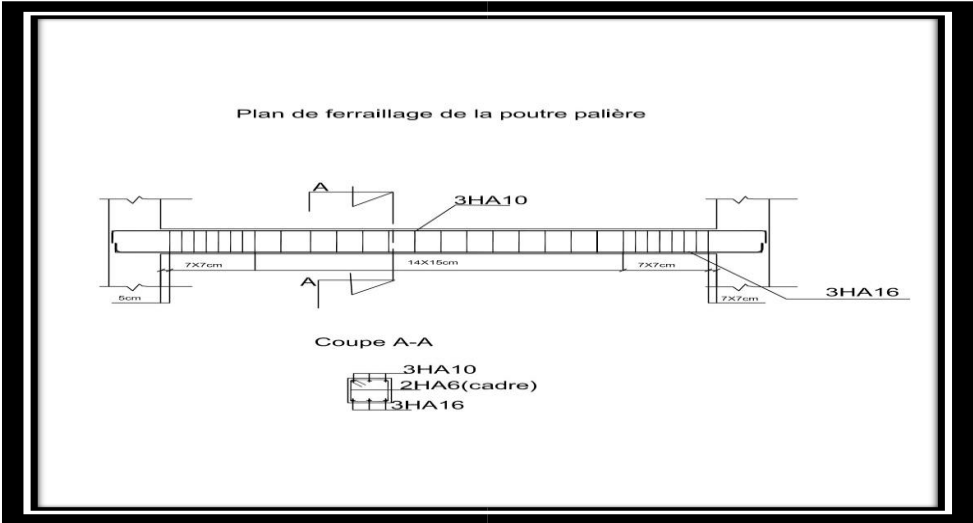


Figure III 11: Plan de ferrailage de la poutre palière.

### III.5 Plancher à corps creux.

#### III.5.1 Introduction.

Les planchers à corps creux prévus pour ce projet sont des aires planes en béton armé délimitant les différents étages successifs. Généralement, Ils forment un ensemble d'éléments notamment les poutrelles, les entrevous et la dalle de compression pour assurer une meilleure transmission des charges vers les poutres.

Ils assurent principalement deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique.**

Ils sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal.

- **Fonction d'isolation.**

Isolation thermique.

Isolation acoustique.

Les planchers en corps creux sont constitués :

- Des poutrelles qui assurent la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- D'un remplissage par les corps creux (réalisé en mortier), utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique. Leurs dimensions courantes sont :

Hauteur : 12 ; 16 ; 20 ; 25 (cm)

Largeur : 20 ; 25 ; 33 (cm)

- D'une dalle de compression en béton de 4 cm. Celle-ci est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
  - ✦ Limiter les risques de fissuration dus au retrait
  - ✦ Résister aux efforts des charges appliqués sur des surfaces réduites.
  - ✦ Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

### III.5.2 Dimensionnement.

L'épaisseur du plancher à corps creux est déterminée en considérant que les déformations restent faibles et ne puissent nuire ni à l'aspect ni à l'utilisation de la construction (les revêtements, cloisons ; ..... ne doivent pas être endommagés).

On peut se dispenser de donner une justification de rigidité du plancher à corps creux lorsque l'expression ci-après est vérifiée.

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{Avec, } h_t : \text{ hauteur totale du plancher.}$$

$l$  : la portée maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

**Remarque** : les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

Comme mentionné dans la section de prédimensionnement, le plancher de la structure sera d'une épaisseur de 20cm (16+4), les poutrelles comportent des travées courtes distancées de 4.10m et elles prennent appuis sur les poutres principales.

Pour le calcul de ferrailage de la dalle de compression, les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Après calcul, les dimensions des mailles est de 15cm \* 15 cm, c'est qui vérifie les 2 conditions précédentes.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles  $A^\perp$  :

- $A^\perp \geq \frac{200}{f_e}$  ; si  $l' \leq 50$  cm ; ou  $l'$  représente l'entre axe des poutrelles.
- $A^\perp \geq \frac{4l'}{f_e}$  ; si  $50 \text{ cm} \leq l' \leq 80$  cm.

**Avec** :  $A^\perp$  en  $\text{cm}^2$  par mètre de nervure (poutrelle).

Armatures parallèles aux poutrelles  $A//$  :

$$A// \geq \frac{A^\perp}{2} \quad \text{par mètre linéaire.}$$

### III.5.3 Ferrailage de la dalle de compression.

$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$  :  $L = 65\text{cm}$  ; distance entre axes des poutrelles ( $l=65\text{cm}$ ) ( $50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$ ).

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers en MPa. (520Mpa)

$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65\text{cm}}{52\text{KN/cm}^2} = 0.5\text{ cm}^2/\text{m}$  soit :  $6\Phi 6 ; 1.7\text{cm}^2$  st = 15cm

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.85\text{ cm}^2$  soit :  $6\Phi 6 ; 1.7\text{cm}^2$  st = 15cm

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles :

(6x15 cm) /m dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

(6x15 cm) /m dans le sens parallèle aux poutrelles.

### III.5.4 Calcul des poutrelles.

➤ **A L'ELU, le calcul se fera en deux étapes :**

- 1<sup>ère</sup> étape : **Avant coulage de la dalle de compression.**

La section de la poutrelle (12x4) cm<sup>2</sup>

#### Evaluation des charges G.

Poids propre de poutrelle (Gp) : .....  $0.12\text{m} * 0.04\text{m} * 25\text{KN/m}^3 = 0.12\text{ KN/m}$

Poids propre du corps creux (Gc) : .....  $0.65\text{ m} * 0.95\text{ KN/m}^3 * 1\text{m} = 0.62\text{ KN/m}$

Gtot: .....  $0.12 + 0.62 = 0.74\text{ KN/m}$

Surcharge de l'ouvrier (Q) : .....  $1\text{KN/m}$ .

❖ **Combinaisons des charges.**

$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 0.74\text{ KN/m} + 1.5 * 1\text{ KN/m} = 2.5\text{ KN/m}$

#### III.3.4.2 Ferrailage.

➤ **Moment en travée.**

$M_t = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2.5\text{ KN/m} * 4.10^2}{8} = 5.25\text{ KNm}$

➤ **Effort tranchant.**

$T_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2.5 * 4.10}{2} = 5.13\text{ KN}$

$f_{bu} = 1.42\text{KN/cm}^2$

$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{525\text{KNcm}}{12\text{cm} * 2^2\text{cm} * 1.42\text{KN/cm}^2} = 7.702$

$\mu = 7.702 > \mu_{lim} = 0.312$ , C'est une section doublement armée.

Le plancher nécessite un étaielement, car il est impossible de disposer les aciers de traction et de compression dans une hauteur de 4cm.

- 2<sup>ème</sup> étape : Apres coulage de la dalle de la compression.

Les poutrelles sont considérées comme étant une poutre de section en T continue sur plusieurs appuis. Elles supportent leurs poids propres, le poids propre du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

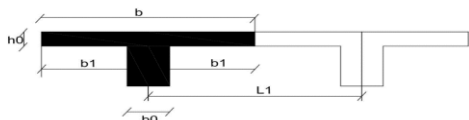


Figure III 12: La table de la compression de la nervure.

$L_1$  : Longueur entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65\text{cm}$ ).

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

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.3

$b_1$  : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ( $b_1 = 26.5\text{ cm}$ ).

**Evaluation des charges (G et Q).**

	G(KN/m)	Q (KN/m)
Plancher pour toiture terrasse	$6.16 * 0.65 = 4.00$	$1 * 0.65 = 0.65$
Plancher pour étage courant	$5.06 * 0.65 = 3.29$	$1.5 * 0.65 = 0.98$
Plancher pour terrasse accessible	$5.56 * 0.65 = 3.61$	$1.5 * 0.65 = 0.98$
Plancher pour le 2 <sup>é</sup> sous-sol (Usage commercial)	$5.06 * 0.65 = 3.29$	$5 * 0.65 = 3.25$

Tableau III 4: Valeurs de G et Q.

**Combinaisons d'actions.**

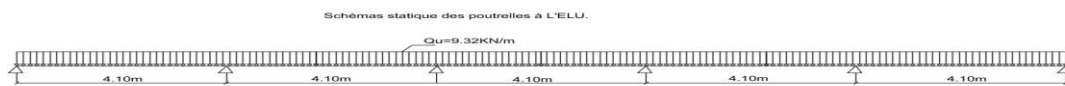
Planchers	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/m)	ELS : G+Q (KN/m)
Plancher (toiture terrasse)	6.38	4.65
Etage courant	5.91	4.27
Terrasse accessible	6.34	4.59
2 <sup>e</sup> Sous-sol (Usage commercial)	9.32	6.54

*Tableau III 5: Valeurs des planchers à L'ELU et à L'ELS.*

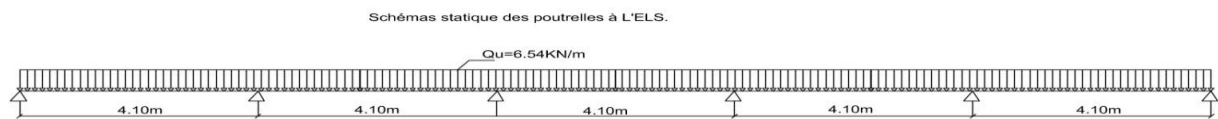
Les valeurs retenues pour la suite de calcul sont ceux du plancher le plus sollicité du bâtiment à savoir :

**Qu = 9.32KN/m**

**Qs= 6.54KN/m**



*Figure III 13: Schémas statique à L'ELU.*



*Figure III 14: Schémas statique à L'ELS.*

### III.5.4.1 Calcul des efforts internes.

Généralement, il existe 3 méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles et des poutres notamment :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.
- Méthode des trois moments.

#### ➤ Méthode forfaitaire.

Pour l'application de la méthode forfaitaire, les quatre conditions suivantes doivent être satisfaites à savoir :

Les planchers à charges d'exploitation modérée. ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$  ;  $Q \leq 2G$ ).

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

Cas de fissuration non préjudiciable.

Application de la méthode.

Soit :

$\alpha$  : Le rapport de charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées. ( $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ ).

$M_o$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante. ( $M_o = \frac{ql^2}{8}$ )

$M_w, M_e$  : Moments en valeur absolue sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : La valeur maximale du moment dans la travée considérée.

Les valeurs des moments  $M_t, M_w$ , et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) ; 1.05 \} M_o.$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_o \quad \text{dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_o \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

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

La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{ql}{2}.$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{ql}{2}.$$

#### ➤ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.

La fissuration est peu préjudiciable car les poutrelles sont dans un endroit clos.

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

Le rapport des portées successives de travées est égal à 1. ( $0.8 < 1 < 1.25$ ).

Plancher du 2<sup>e</sup> sous-sol :

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$  et  $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$ . ( $Q = 5 \text{ KN/m}^2$  et  $Q < 2G = 10.12 \text{ KN/m}^2$ ) ; donc, le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Conclusion : Toutes les conditions exigées pour l'utilisation de la méthode forfaitaire sont remplies, donc, la méthode forfaitaire est applicable.

### III.5.4.2 Calcul des moments aux appuis et en travée.

$$M_0 = \frac{quL^2}{8} = \frac{9.32 \text{ KN/m} * 4.10^2}{8} = 19.58 \text{ KNm}$$

$M_0$  est le même pour toutes les travées de poutrelles ; car la portée est constante.

#### ➤ Moments aux appuis.

$$M_1 = 0.3 M_0 = 5.87 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 M_0 = 9.79 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0.4 M_0 = 7.83 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0.4 M_0 = 7.83 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0.5 M_0 = 9.79 \text{ KNm}$$

$$M_6 = M_1 = 5.87 \text{ KNm}$$

#### ➤ Moments en travée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.06} = 0.50$$

$$0 \leq 0.50 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \text{CV}$$

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

#### ➤ Travée (1-2) (Travée de rive)

$$M_{t1} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 * 0.50}{2} \right) * 19.58 \text{ KNm}$$

$$M_{t1} \geq 13.27 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} \geq \max \left[ \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{1.05} - \left( \frac{M_1 + M_2}{2} \right) \right] \rightarrow M_{t2} \geq \max \left[ \frac{22.51}{20.56} \right] - \left( \frac{5.87 + 9.79}{2} \right).$$

$$M_{t2} \geq 22.51 \text{ KNm} - 7.83 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} \geq 14.68 \text{ KNm}$$

$$M_{t12} = \mathbf{14.68 \text{ KNm}}$$

#### ➤ Travée (2-3) (Travée intermédiaire)

$$M_{t1} \geq \left( \frac{1 + 0.3 * 0.50}{2} \right) * 19.58 \text{ KNm}$$

$$M_{t1} = 11.26 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} \geq \max \left[ \frac{22.51 \text{ KNm}}{20.56 \text{ KNm}} \right] - \left[ \frac{9.79 + 7.83}{2} \right]$$

$$M_{t2} \geq 13.70 \text{ KNm}$$

$$M_{t23} = \mathbf{13.70 \text{ KNm}}$$

➤ Travée (3-4)

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0.3*0.50}{2}\right) * 19.58\text{KNm}$$

$$M_{t1} = 11.26\text{KNm}$$

$$M_{t2} \geq \max \left[ \begin{matrix} 22.51 \text{ KNm} \\ 20.56\text{KNm} \end{matrix} \right] - \left[ \frac{7.83+ 7.83}{2} \right]$$

$$M_{t2} \geq 14.68\text{KNm}$$

$$M_{t34} = \mathbf{14.68 \text{ KNm}}$$

➤ Travée (4-5)

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0.3*0.50}{2}\right) * 19.58\text{KNm}$$

$$M_{t1} = 11.26\text{KNm}$$

$$M_{t2} \geq \max \left[ \begin{matrix} 22.51 \text{ KNm} \\ 20.56\text{KNm} \end{matrix} \right] - \left[ \frac{9.79+ 7.83}{2} \right]$$

$$M_{t2} \geq 13.70 \text{ KNm}$$

$$M_{t45} = \mathbf{13.70\text{KNm}}$$

➤ Travée (5-6)

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3*0.50}{2}\right) * 19.58 \text{ KNm}$$

$$M_{t1} \geq 13.27 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} \geq \max \left[ \begin{matrix} 22.65 \text{ KNm} \\ 20.70\text{KNm} \end{matrix} \right] - \left[ \frac{9.79+ 5.87}{2} \right]$$

$$M_{t2} \geq 14.68\text{KNm}$$

$$M_{t56} = \mathbf{14.68\text{KNm}}$$

Résumé.

Travée	L	Qu	M <sub>0</sub>	α	M <sub>w</sub>	Me	Mt
1-2	4.10	9.32	19.58	0.50	5.87	9.79	14.68
2-3	4.10	9.32	19.58	0.50	9.79	7.83	13.70
3-4	4.10	9.32	19.58	0.50	7.83	7.83	14.68
4-5	4.10	9.32	19.58	0.50	7.83	9.79	13.70
5-6	4.10	9.32	19.58	0.50	9.79	5.87	14.68

Tableau III 6: Valeurs de moments en travée des poutrelles.

III.5.4.3 Calcul des efforts tranchants.

➤ Travée 1-2

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

$$V_1 = \frac{Qu L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$V_1 = \frac{9.32*4.10}{2} + \frac{(-9.79) - (-5.87)}{4.10}$$

$$V_1 = \mathbf{18.15 \text{ KN}}$$

$$V_2 = - \frac{Qu L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{23}}$$

$$V_2 = - \frac{9.32*4.10}{2} + \frac{(-9.79) - (-5.87)}{4.10}$$

$$V_2 = -20.06 \text{ KN}$$

➤ Travée 2-3

$$V_2 = \frac{Qu L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$V_2 = 19.11 \text{ KN} + \frac{(-7.83) - (-9.79)}{4.10}$$

$$V_2 = 19.11 \text{ KN} + 0.48 \text{ KN}$$

$$V_2 = 19.59 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{Qu L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$V_3 = -19.11 \text{ KN} + 0.48 \text{ KN}$$

$$V_3 = -18.63 \text{ KN}$$

➤ Travée 3-4

$$V_3 = \frac{Qu L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}}$$

$$V_3 = 19.11 \text{ KN} + \frac{(-7.83) - (-7.83)}{4.10}$$

$$V_3 = 19.11 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{Qu L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}}$$

$$V_4 = -19.11 \text{ KN} + \frac{(-7.83) - (-7.83)}{4.10}$$

$$V_4 = -19.11 \text{ KN}$$

➤ Travée 4-5

$$V_4 = \frac{Qu L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}}$$

$$V_4 = 19.11 \text{ KN} + \frac{(-9.79) - (-7.83)}{4.10}$$

$$V_4 = 18.63 \text{ KN}$$

$$V_5 = -\frac{Qu L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}}$$

$$V_5 = -19.11 \text{ KN} - 0.48 \text{ KN}$$

$$V_5 = -19.59 \text{ KN}$$

➤ Travée 5-6

$$V_5 = \frac{Qu L_{56}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{56}}$$

$$V_5 = 19.11 \text{ KN} + \frac{(-5.87) - (-9.79)}{4.10}$$

$$V_5 = 20.07 \text{ KN}$$

$$V_6 = -\frac{Qu L_{56}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{56}}$$

$$V_6 = -19.11 \text{ KN} + 0.96 \text{ KN}$$

$$V_6 = -18.15 \text{ KN}$$

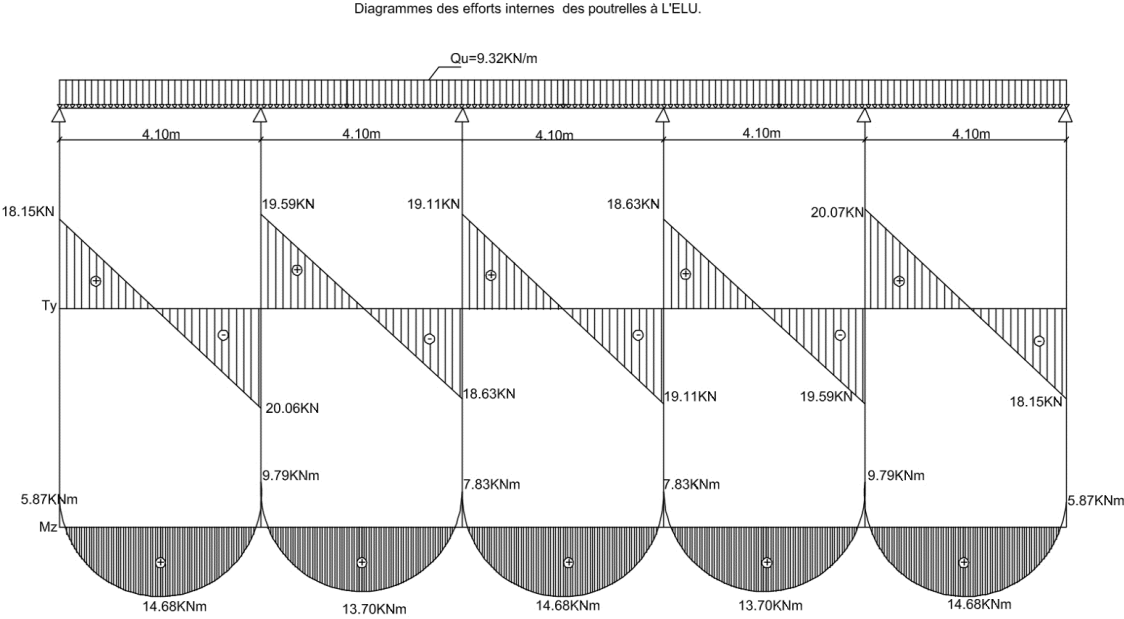


Figure III 15: Diagrammes des efforts internes.

### III.5.4.4 Les sections des barres dans les poutrelles.

#### ➤ En travée

$$M_{tmax} = 14.68 \text{KNm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25 \text{MPa}}{1.5} = 1.42 \text{KN/cm}^2$$

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

$$M_u = 65 \text{cm} \cdot 4 \text{cm} \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2 (18 \text{cm} - 2 \text{cm})$$

$$M_u = 5907.20 \text{KNcm}$$

$$M_t = 1468 \text{KNcm}$$

$M_u > M_t$ , La section en T sera calculée comme la section rectangulaire car l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1468}{65 \cdot 18^2 \cdot 1.42}$$

$$\mu = 0.049 \rightarrow \text{C'est une section simplement armée.}$$

$$\text{Pour } \mu = 0.049 \rightarrow \beta = 0.9749$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1475 \text{KNcm}}{0.9749 \cdot 18 \text{cm} \cdot 34.8 \text{KN/cm}^2}$$

$$A_{st} = 2.42 \text{cm}^2$$

**Choix : 3T12 ;  $A_{st} = 3.39 \text{cm}^2$**

#### ➤ Aux appuis.

$$M_a = 9.79 \text{KNm} = 979 \text{KNcm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{979}{12 \cdot 18^2 \cdot 1.42}$$

$$\mu = 0.177 \rightarrow \text{C'est une section simplement armée.}$$

$$\text{Pour } \mu = 0.177 \rightarrow \beta = 0.9019$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{979 \text{KNcm}}{0.9019 \cdot 18 \text{cm} \cdot 34.8 \text{KN/cm}^2}$$

$$A_{st} = 1.73 \text{cm}^2$$

**Choix : 2T12 ;  $2.26 \text{cm}^2$**

#### ➤ Ferrailage des poutrelles.

**En travée :  $A_{st} = 3.39 \text{cm}^2$  ; soit : 3T12**

**Aux appuis :  $A_{sa} = 2.26 \text{cm}^2$  ; soit : 2T12**

#### ➤ Armatures transversales.

D'après BAEL 91, article A.7.2.2, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right)$$

$$\Phi_t = 5.71 \text{ mm} \quad \varphi_t = 6 \text{mm.}$$

**On adoptera : 3T 6 → 0.84 cm<sup>2</sup>**

**Espacement des armatures.**

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

$$St \leq \min(16.20 ; 40\text{cm})$$

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

- $\frac{At * fe}{b_0 * St} \geq 0.4\text{Mpa}$
- $\frac{1 * 400}{12 * 15} = 2.22\text{Mpa} > 0.4 \text{ Mpa}$ . **La condition est vérifiée.**

### III.5.5 Vérification à L'ELU.

#### ➤ **Condition de non fragilité.**

On doit vérifier la condition suivante :

La section adoptée ( $A_{st}$ ) > Section minimale ( $A_{min}$ ).

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * ft28}{fe} ; ft28 = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * 65 * 18 * 2.1}{400}$$

**$A_{min} = 1.41\text{cm}^2 < A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$  ; En travée la condition est vérifiée.**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * ft28}{fe} ; ft28 = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * 12 * 18 * 2.1}{400}$$

**$A_{min} = 0.26\text{cm}^2 < A_{sa} = 2.26\text{cm}^2$  ; Aux appuis la condition est vérifiée.**

#### ➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ; C'est la condition à vérifier.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot ft28 = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9 * d * \Sigma U_i}$$

#### ➤ **En travée.**

$$\Sigma U_i = \eta \Phi 3.14 = 3 * 3.14 * 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.25 \text{ KN}}{0.9 * 18\text{cm} * 113.04\text{cm}} = 1.16 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 1.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$  La condition est vérifiée.**

#### ➤ **Aux appuis.**

$$\Sigma U_i = \eta \Phi 3.14 = 2 * 3.14 * 12 = 75.36\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.25 \text{ KN}}{0.9 * 18\text{cm} * 75.36\text{cm}} = 1.75\text{Mpa}$$

**$\tau_{se} = 1.75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$  La condition est vérifiée.**

➤ **Ancrage des barres.**

$$L_s = \frac{f_e \cdot \varphi}{4 \cdot \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{c28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{400 \cdot 1.2}{4 \cdot 2.84} = 35.27 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \cdot L_s = 14.11 \text{ cm}$$

$$L_c = 15 \text{ cm.}$$

**Vérification au cisaillement.**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{21.25}{12 \cdot 18} = 0.98 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.30 \text{ Mpa.}$$

**III.5.6 Vérification à L'état limite de service.** (Calcul des ouvrages en béton armé (136) y Cherait).

La fissuration étant peu nuisible, il suffit de vérifier uniquement la condition :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{6.54 \cdot 4.10^2}{8} = 13.74 \text{ KNm.}$$

➤ **Calcul des contraintes.**

- **En travée.**

La distance « y » du centre de gravité de la section homogène à la fibre la plus comprimée est déterminé par

L'équation du second degré suivant :

$$by^2 + 30Ay - 30Ad = 0 \quad (A = 3.39 \text{ cm}^2)$$

$$65y^2 + 30 \cdot 3.39 \cdot y - 30 \cdot 3.39 \cdot 18.$$

$$65y^2 + 101.70y - 1830.60$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\sqrt{\Delta} = 697.35$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section a pour valeur :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2 = \left( \frac{65 \cdot 4.58^3}{3} \right) + 15 \cdot 3.39 \cdot (18 - 4.58)^2 = 11239.64 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.12$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 5.5 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV.}$$

- Aux appuis.

$$by^2 + 30Ay - 30Ad = 0 \quad (A = 2.26 \text{ cm}^2)$$

$$65y^2 + 30 \cdot 2.26 \cdot y - 30 \cdot 2.26 \cdot 18.$$

$$65y^2 + 67.80y - 1220.40$$

$$y = 4.89 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section a pour valeur :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2 = \left(\frac{65 \cdot 4.89^3}{3}\right) + 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4.89)^2 = 8359.95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = 0.17 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 8.3 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV.}$$

Donc, On utilisera le ferrailage déduit de l'état limite ultime pour les poutrelles.

Vérification de la flèche.

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5qsL^2}{384 E_v I}$$

$$Q_s = 12.06 \text{ KN/m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t; \quad A_t = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = (100 \cdot 15) + 15 \cdot 6.79 \text{ cm}^2 = 1601.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$= \frac{100 \text{ cm} \cdot 15^2 \text{ cm}^2}{2} + 15 \cdot 6.79 \text{ cm}^2 \cdot 13 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = 121574.05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$V_1 = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \cdot 6.79 \text{ cm}^2 \cdot (7.15 \text{ cm} - 2 \text{ cm})^2$$

$$I = 31011.58 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 12.06 \cdot 10^3 \cdot 3.80^4}{384 \cdot 10818.86 \cdot 10^6 \cdot 31011.58 \cdot 10^{-8}}$$

$$f = 0.0098 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :** Pour les poutrelles, on a :

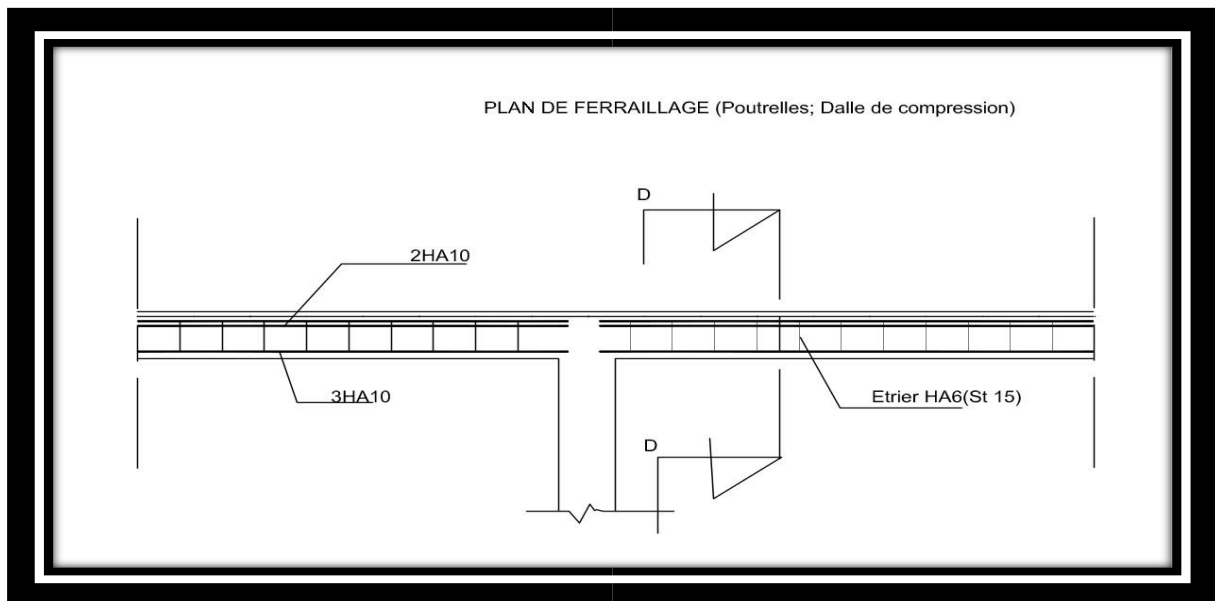
- Pour Les armatures longitudinales.

**En travée :**  $A_{st} = 3.39\text{cm}^2$  ; soit : 3T12.

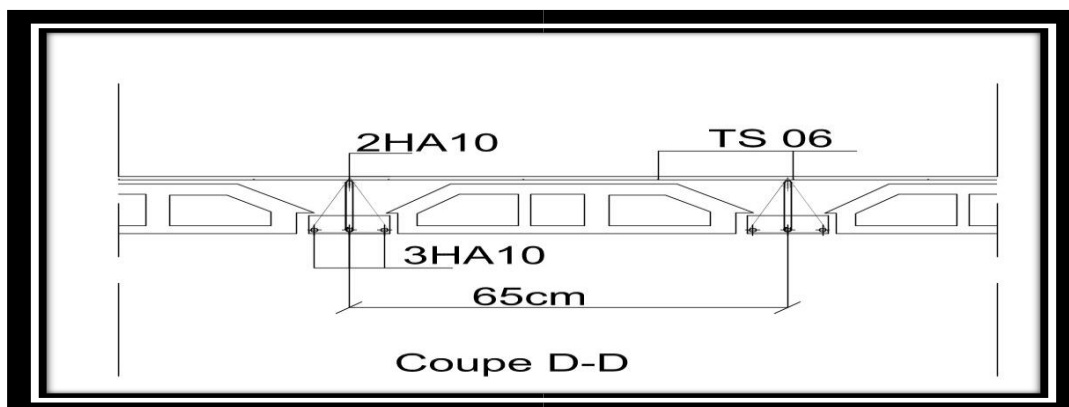
**Aux appuis :**  $A_{sa} = 2.26\text{ cm}^2$  ; soit : 2T12.

- Pour Les armatures transversales.

**$A_t = 0.85\text{ cm}^2$  ; soit : 3T6.**



*Figure III 16: Poutrelles et la dalle de la compression.*



*Figure III 17: Coupe transversale de poutrelles.*

## III.6 Dalle pleine.

### III.6.1 Introduction.

Situé tout près de la cage de l'ascenseur dans le cadre de ce projet, généralement, c'est une plaque mince dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent avoir 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion comme les poutres et les poutrelles.

Son épaisseur est déterminée en fonction de sa portée ainsi que les conditions suivantes :

A- La résistance au feu :

- $e = 7$  cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5$  cm pour quatre heures de coup de feu.

B- L'isolation acoustique (phonique) : Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

C- La résistance à la flexion : L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction de la nature des appuis.

#### ➤ Epaisseur.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

- $h_t \geq L_x/40$ .

$L_x$  : petit côté du panneau de la dalle :  $L_x = 155$  cm

$L_y$  : grand côté du panneau de la dalle :  $L_y = 215$  cm

Dans notre cas, la dalle repose sur trois appuis.

$h_t \geq 155/40 \rightarrow h_t \geq 3.88 \rightarrow h_t = 15$  cm

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.72 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.72 \leq 1 \rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

### III.6.2 Les Charges et surcharges de la dalle.

$G = 5.11$  KN/m<sup>2</sup>

$Q = 5$  KN/m<sup>2</sup> (l'usage commercial représente le cas le plus défavorable).

#### ➤ Combinaisons des charges.

$Q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1$  m

$Q_u = (1.35 * 5.11 + 1.5 * 5) * 1$  m

$Q_u = 14.40$  KN/ml

### III.6.3 Calcul des moments à L'ELU.

Les moments fléchissant au centre du panneau dues à aux charges de la dalle sont :

• Dans le sens de  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

• Dans le sens de  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$ , sont répertoriés dans un tableau (Tables 1.128) et sont fonction du rapport et du coefficient de poisson  $\nu$  du béton.

$v = 0$  à L'ELU

$v = 0.2$  à L'ELS

Pour  $\rho = 0.72$  ;  $\mu_x = 0.0658$  et  $\mu_y = 0.464$

$$M_x = 0.0658 * 14.40 * 1.55^2 = 2.28 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.464 * 2.28 = 1.05 \text{ KNm}$$

### III.6.4 Calcul des sections d'armatures.

Le calcul se fait par une bande d'un 1m.

$$B = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

#### Sens X-X.

- En travée.

$$M_{xt} = 0.75 * M_x = 1.71 \text{ KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{171 \text{ KNcm}}{100 \text{ cm} * 13^2 \text{ cm} * 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.007$$

$$\mu_x = 0.007 \rightarrow \text{SSA.}$$

Pour  $\mu_x = 0.007$  ;  $\beta = 0.9965$

$$A_{stx} = \frac{M_{xt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{171}{0.9965 * 13 * 34.78}$$

$$A_{stx} = 0.37 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

**Choix : 4T8 ( $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$ ),  $St = 25 \text{ cm}$ .**

#### Aux appuis.

$$M_{xa} = 0.5 * M_x = 1.14 \text{ KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{114 \text{ KNcm}}{100 \text{ cm} * 13^2 \text{ cm} * 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.005$$

$$\mu_x = 0.005 \rightarrow \text{SSA.}$$

Pour  $\mu_x = 0.005$  ;  $\beta = 0.9975$

$$A_{stx} = \frac{M_{xt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{114}{0.9975 * 13 * 34.78} = 0.25 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T8 ( $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ ),  $St = 25 \text{ cm}$ .**

#### Sens Y-Y

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{0.8 + 0.8}{2} = 12.2 \text{ cm}$$

#### En travée.

$$M_{yt} = 0.75 * M_y = 0.79 \text{ KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{yt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79 \text{ KNcm}}{100 \text{ cm} * 12.2^2 \text{ cm} * 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.003$$

$$\mu_x = 0.003 \rightarrow \text{SSA.}$$

Pour  $\mu_x = 0.003$  ;  $\beta = 0.9985$

$$A_{sty} = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{79}{0.9985 * 13 * 34.78}$$

$$= 0.17 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

**Choix : 4T8 ( $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$ ),  $St = 25 \text{ cm}$ .**

### Aux appuis.

$$M_{ya} = 0.5 * M_x = 1.14 \text{KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M^y t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{114 \text{KNcm}}{100 \text{cm} * 13^2 \text{cm} * 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.005$$

$$\mu_x = 0.005 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.005 ; \beta = 0.9975$$

$$A_{stx} = \frac{M^y t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{114}{0.9975 * 13 * 34.78} = 0.25 \text{cm}^2$$

**Choix : 4T8 (As=2.01cm<sup>2</sup>), St = 25cm.**

### III.6.5 Vérification à L'ELU.

#### Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4).

Les armatures tendues d'une section transversale d'un panneau de dalle soumise à la flexion, doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures :  $W_x$  suivant la petite portée  $L_x$  et  $W_y$  suivant la grande portée  $L_y$ .

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq \frac{W_0 (3-\rho)}{2} ; A_x = \frac{W_0 (3-\rho)}{2} bh \quad W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$bh$  : section totale de béton.

$W_x$  et  $W_y$  : Les Taux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

$W_0$  = Taux ou pourcentage d'acier minimal (règlementaire),  $\rho_0 = 0,0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400.

Sens X-X

$$A_x = \frac{0.0008(3-0.84)}{2} 100 * 15 = 1.30 \text{cm}^2$$

**Ast = 2.01 cm<sup>2</sup> > Ax = 1.30 cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.**

**Asta = 2.01 cm<sup>2</sup> > Ax = 1.30cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.**

Sens Y-Y

$$A_y = w_0 bh = 0.0008 * 100 * 15 = 1.20 \text{cm}^2$$

**Asty = 2.01 cm<sup>2</sup> > Ay = 1.20 cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.**

**Asta = 2.01cm<sup>2</sup> > Ay = 1.20 cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.**

### Espacement des barres.

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$L_x: st \leq \min (3h; 33\text{cm}).$$

$$L_y: st \leq \min (4h; 45\text{cm}).$$

Sens X-X

$$St = 25 \text{cm} \leq 33\text{cm}. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$St = 25\text{cm} \leq 45\text{cm}. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des barres (BAEL91 article A.7.2.1).**

Les diamètres barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de son épaisseur totale.

$$\text{On doit vérifier : } \Phi_{\text{tmax}} \leq \frac{ht}{10}$$

$$\Phi_{\text{max}} = 8\text{mm} < 15\text{ mm}$$

$$\Phi_{\text{max}} = 8\text{mm} < 15\text{ mm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Rapport d'armatures.**

Dalle soumise à des charges concentrées :  $A_y \geq \frac{A_x}{3}$

$$A_y = 2.01\text{ cm}^2 > \frac{2.01\text{cm}^2}{3} = 0.67\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99, article A.5.2.2)**

$$\tau_u = \frac{vu}{bh} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 100\text{cm} ; d = 0.9 \times ht = 0.9 \times 15 = 13.5\text{ cm.}$$

Sollicitation des efforts tranchants : Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

Au milieu de  $L_y$

$$T_{u1} = \frac{P}{(2L_x + L_y)} \quad \text{avec } P = q_u \times l_x \times l_y = 14.40\text{ KN/m}^2 \times 1.55\text{m} \times 2.15\text{m} = 47.99\text{ KN}$$

$$T_{u1} = \frac{47.99}{(2 \times 1.55 + 2.15)} = 9.14\text{ KN}$$

Au milieu de  $L_x$

$$T_{u2} = \frac{P}{3L_x} = \frac{47.99}{3 \times 1.55} = 10.32\text{ KN}$$

Donc,  $T_u \text{ max} = 10.32\text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{vu}{bh} = \frac{10.32\text{ KN}}{100\text{cm} \times 15\text{cm}} = 0.69\text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17\text{ Mpa}$$

**$\tau_u = 0.69\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.17\text{Mpa}$**  → les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres. (BAEL91 modifié 99, article A.6.1.3)**

On doit vérifier :  $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_{se} f_{t28}$  ( $\Psi_{se} = 1.5$ )

$$\tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ Mpa} \quad (\text{HA : } \psi_s = 1.5)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{La somme de périmètres utiles des barres aux appuis.}$$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 8\text{mm} \times 3.14 = 100.48\text{mm}$$

Sens X - X

$$\tau_{se} = \frac{10.32\text{ KN}}{0.9 \times 13\text{cm} \times 10.05\text{cm}} = 0.88\text{Mpa}$$

Sens Y-Y

$$\tau_{se} = \frac{8.34KN}{0.9*13cm*10,05mm} = 0.71Mpa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  la condition est vérifiée.

➤ **Ancrage des barres aux appuis. (BAEL91 modifié 99, article 6.1.2.1).**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 \text{ Mpa} = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour } \phi = 0.8 \text{ cm} \rightarrow L_s = 28.22 \text{ cm}$$

D'après (Art A.6. 1 ,253/BAEL 9 1modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4Ls).

$$L_c = 0.4 * 28.22 \text{ cm} = 11.29 \text{ cm} ; \text{ On prend : } 15 \text{ cm.}$$

### III.6.6 Calcul à L'ELS.

❖ **Combinaisons des charges.**

$$Q_s = (G + Q) * 1 \text{ m}$$

$$Q_s = 5.11 \text{ KN/m}^2 + 5 \text{ KN/m}^2 = 10.11 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pour } \rho = 0.72 ; \mu_x = 0.0719 \text{ et } \mu_y = 0.608$$

$$M_x = 0.0719 * 10.11 * 1.55^2 = 1.75 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.608 * 1.75 = 1.07 \text{ KNm}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel, les valeurs des moments sont les suivantes :

➤ **En travée.**

$$M_{xs} = 0.75 * 1.75 \text{ KNm} = 1.31 \text{ KNm}$$

$$M_{ys} = 0.75 * 1.07 \text{ KNm} = 0.80 \text{ KNm}$$

➤ **Aux Appuis**

$$M_{xa} = -0.5 * 1.75 \text{ KNm} = -0.88 \text{ KNm}$$

$$M_{ya} = -0.5 * 1.75 \text{ KNm} = -0.88 \text{ KNm}$$

### III.6.7 Vérification à L'ELS.

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers.**

➤ **Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Dans les aciers :**

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ KN/cm}^2$$

➤ **En travée.**

$$M_x^t = 1.31 \text{ KNm} \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.01}{100 * 13} * 100 = 0.154$$

$$\text{Pour } \rho_1 = 0.154, \beta = 0.9356 \quad \text{et } K = 62.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{131 \text{ KNcm}}{0.9356 * 13 \text{ cm} * 2.01 \text{ cm}^2} = 53.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{53.58 \text{ Mpa}}{62.70} = 0.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Aux appuis.**

$$M_x^a = 0.88 \text{ KNm} \quad A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.01}{100 * 13} * 100 = 0.154$$

$$\text{Pour } \rho_1 = 0.287, \beta = 0.9356 \quad \text{et } K = 62.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{88 \text{ KNcm}}{0.9356 * 13 \text{ cm} * 2.01 \text{ cm}^2} = 35.99 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{35.99 \text{ Mpa}}{62.70} = 0.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.57 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation.**

Dans le cas de dalles rectangulaires appuyées sur 4cotés, on peut se dispenser du calcul de flèches si les conditions suivantes sont respectées :

- $\frac{ht}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_x}$

- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

$M_{tx}$  : moment en travée dans la dalle continue suivant le sens  $l_x$  ( $M_{tx} \geq 0.75M_x$ )

$M_x$  : moment isostatique dans la direction  $l_x$ , pour une bande de largeur égale à un mètre.

$A_x$  : Section des armatures tendues par bande de largeur égale à un mètre.

$d$  : hauteur utile.

$f_e$  : limite d'élasticité en (Mpa).

$b$  : largeur d'une bande égale à un mètre.

- $\frac{15}{155} > \frac{131}{20175}$  ;  $0.097 > 0.037$  La condition est vérifiée.
- $\frac{2.01}{100 \times 13} \leq \frac{2}{400}$  ;  $0.002 < 0.005$  La condition est vérifiée.

Le calcul pour la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

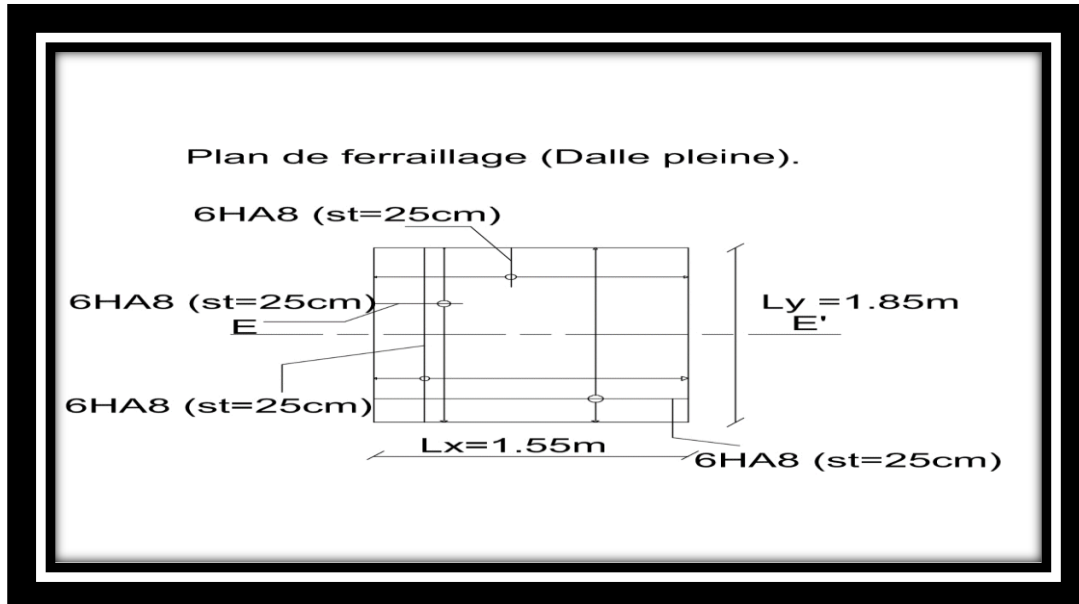
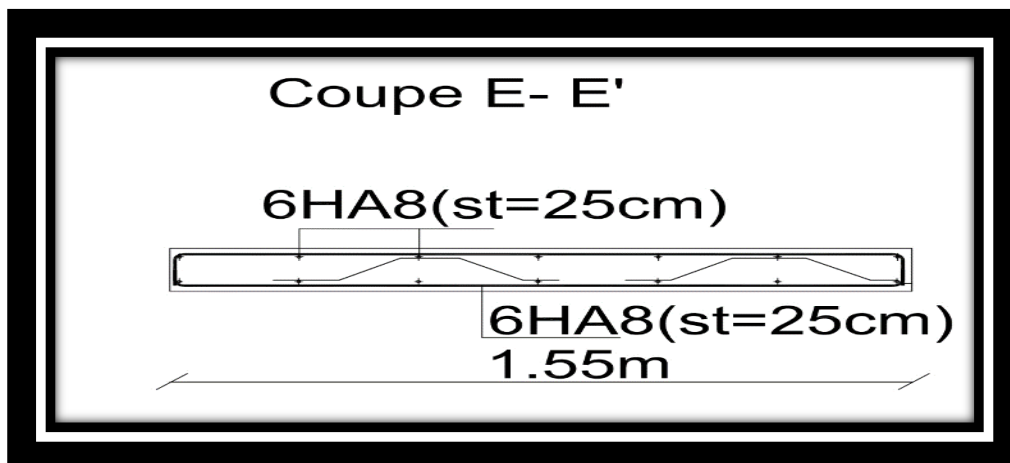


Figure III 18: Plan de ferrailage de la dalle pleine.



### III.7 Dalle pleine (salle machine).

#### ❖ Les dimensions du panneau.

- La petite portée ( $L_x$ ) : 3.50m
- La grande portée ( $L_y$ ) : 4.10m

#### ➤ Epaisseur

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30}; h_0 \geq \frac{350}{30} = 11.66 \text{ cm.}$$

Le RPA 2003 exige une épaisseur qui est égale au plus 12cm, alors, on adopte l'épaisseur de 15cm.

$$h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{410} = 0.85$$

$0.4 \leq \rho = 0.85 \leq 1$ , Donc, le panneau travaille dans les 2 sens.

#### III.7.1 Les sollicitations.

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge non concentrique permanente localisée agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ) qui est la surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

#### ➤ Rectangle d'impact.

Il est représenté par  $U$  et  $V$ , lesquels étant les côtés du rectangle sur lequel la charge  $P$  (intensité de la charge concentrée) s'applique, et compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle en béton, ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

$\xi$  : coefficient correctif de la diffusion de charge à travers les matériaux constituant la dalle.

$\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  pour un matériau analogue moins résistant.

$$U_0 = 50 \text{ cm} \quad V_0 = 50 \text{ cm} \quad h_0 = 15 \text{ cm} \quad e = 5 \text{ cm}$$

$$U = 50 + 2 \cdot 1 \cdot 5 + 15 = 75 \text{ cm}$$

$$V = 50 + 2 \cdot 1 \cdot 5 + 15 = 75 \text{ cm}$$

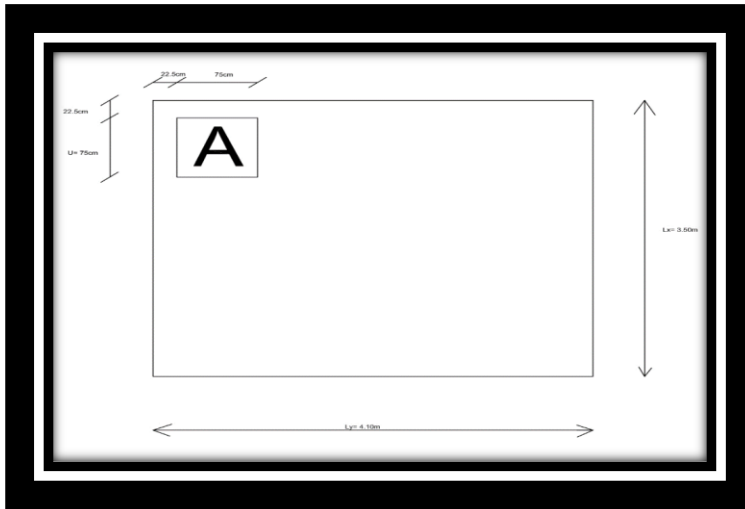


Figure III 20: Rectangle de diffusion de la charge A au niveau du feuillet moyen.

### III.7.2 Moments dû à la charge non concentrique (système de levage).

Les tables (ou abaques) de Pigeaud donnent les moments par mètre linéaire au centre du panneau. Les expressions de moments sont les suivantes :

$$\text{Sens de la petite portée : } M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$\text{Sens de la grande portée : } M_y = (\nu M_1 + M_2) P$$

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho_x$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$ .

### III.7.3 Recherche de rectangles symétriques.

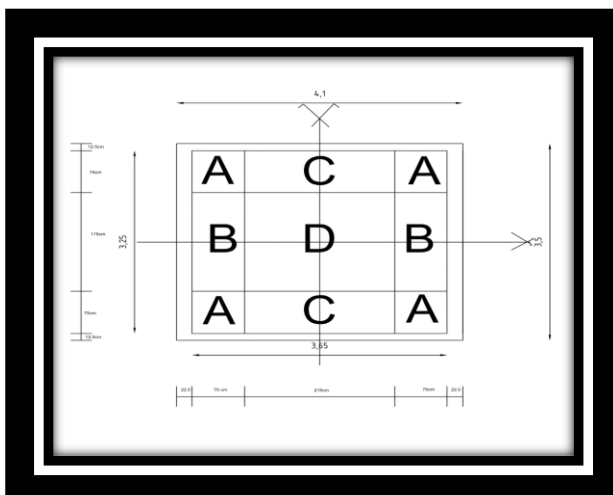


Figure III 21: Des charges fictives.

Charge I:  $4A + 2B + 2C + D$ .

Charge II :  $2B + D$ .

Charge III : 2C+D.

Charge IV : D.

### III.7.4 Calcul des moments.

➤ Cas de Charge I (composée de 4A + 2B + 2C + D).

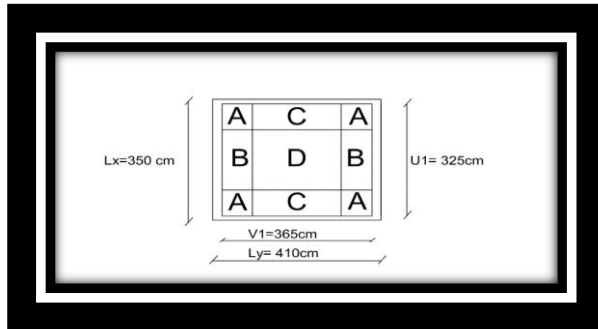


Figure III 22: Cas de charge I.

$$U1 = 75\text{cm} + 175\text{cm} + 75\text{cm} = 325 \text{ cm}$$

$$V1 = 75\text{cm} + 215\text{cm} + 75\text{cm} = 365\text{cm}$$

$$P1 = P \left( \frac{U1 \cdot V1}{U \cdot V} \right)$$

$$P1 = 100\text{KN} \left( \frac{365 \cdot 325}{75 \cdot 75} \right)$$

$$P1 = 2108.89\text{KN}$$

Calcul de rapports  $\frac{U1}{Lx}$  et  $\frac{V1}{Ly}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U1}{Lx} = 0.93 \\ \frac{V1}{Ly} = 0.89 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Double interpolation par rapport à } \frac{U1}{Lx} \text{ et } \frac{V1}{Ly}$$

Recherche des coefficients  $M_1$  et  $M_2$ .

Interpolation par rapport à  $\frac{U1}{Lx}$  ( avec  $\frac{V1}{Ly} = 0.8$  )

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U1}{Lx} = 0.9 \\ \frac{V1}{Ly} = 0.8 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.058 \\ M_2 = 0.037 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U1}{Lx} = 1 \\ \frac{V1}{Ly} = 0.8 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.053 \\ M_2 = 0.033 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{U1}{Lx} \right) = 1 - 0.9 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.053 - 0.058 = -0.005 \\ \Delta M_2 = 0.033 - 0.037 = -0.004 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{U1}{Lx} \right) = 0.93 - 0.9 = 0.03 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.005 \cdot 0.03}{0.1} = -0.0015 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.004 \cdot 0.03}{0.1} = -0.0012 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U1}{Lx} = 0.93 \\ \frac{V1}{Ly} = 0.8 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.058 - 0.0015 = 0.0565 \\ M_2 = 0.037 - 0.0012 = 0.0358 \end{cases}$$

Interpolation par rapport à  $\frac{U1}{Lx}$  ( avec  $\frac{V1}{Ly} = 0.9$  )

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.9 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.054 \\ M_2 = 0.033 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 1 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.049 \\ M_2 = 0.029 \end{cases}$$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_1}{L_x} \right) = 1 - 0.9 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.049 - 0.054 = -0.005 \\ \Delta M_2 = 0.029 - 0.033 = -0.004 \end{cases}$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_1}{L_x} \right) = 0.89 - 0.9 = 0.01 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.005 * 0.01}{0.1} = -0.00004 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.004 * 0.01}{0.1} = -0.0004 \end{cases}$

D'où les résultats :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.054 - 0.00004 = 0.05396 \\ M_2 = 0.033 - 0.0004 = 0.0326 \end{cases}$$

Interpolation par rapport à  $\frac{V_1}{L_y}$  (avec  $\frac{U_1}{L_x} = 0.89$ )

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.8 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0565 \\ M_2 = 0.0358 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.05396 \\ M_2 = 0.0326 \end{cases}$$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_1}{L_x} \right) = 0.9 - 0.8 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.05396 - 0.0565 = -0.00254 \\ \Delta M_2 = 0.0326 - 0.0358 = -0.0032 \end{cases}$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_1}{L_x} \right) = 0.89 - 0.8 = 0.09 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.00254 * 0.09}{0.1} = -0.0023 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.0032 * 0.09}{0.1} = -0.0029 \end{cases}$

Finalemnt :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.89 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0565 - 0.0023 = 0.0542 \\ M_2 = 0.0358 - 0.0029 = 0.0329 \end{cases}$$

Moments de flexion dus à la charge I (ELU :  $\nu = 0$ ).

$$M_{1x} = (1.35P_1) [M_1 + \nu M_2]$$

$$M_{1x} = (1.35 * 2108.89 \text{KN}) (0.0542) = 154.31 \text{KNm}$$

$$M_{1y} = (1.35P_1) [\nu M_1 + M_2]$$

$$M_{1y} = (1.35 * 2108.89 \text{KN}) (0.0329) = 93.67 \text{KNm}.$$

➤ Cas de charge II (composée de 2B+D).

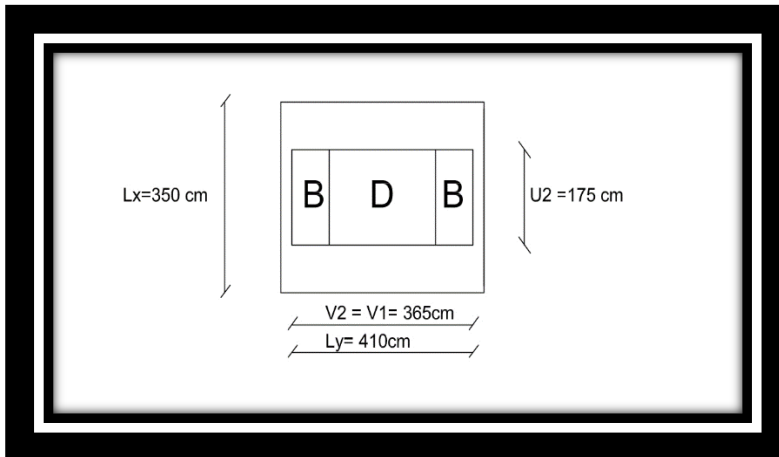


Figure III 23: Cas de charge II.

$$U_2 = 175 \text{ cm}$$

$$V_2 = 365 \text{ cm}$$

$$P_2 = P \left( \frac{U_2 * V_2}{U * V} \right)$$

$$P_2 = 100 \text{ KN} \left( \frac{365 * 175}{75 * 75} \right)$$

$$P_2 = 1135.56 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_2}{L_x} = 0.5 \\ \frac{V_2}{L_y} = 0.89 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Interpolation entre 0.8 et 0.9 pour le rapport } \frac{V_2}{L_y}.$$

Recherche des coefficients  $M_1$  et  $M_2$ .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_2}{L_x} = 0.8 \\ \frac{V_2}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.059 \\ M_2 = 0.036 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.9 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.054 \\ M_2 = 0.033 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{V_2}{L_y} \right) = 0.9 - 0.8 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.054 - 0.059 = -0.005 \\ \Delta M_2 = 0.033 - 0.036 = -0.003 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{V_2}{L_y} \right) = 0.9 - 0.89 = 0.01 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.005 * 0.1}{0.01} = -0.05 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.011 * 0.1}{0.01} = -0.11 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.5 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.89 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.059 - 0.05 = 0.009 \\ M_2 = 0.036 - 0.11 = 0.074 \end{cases}$$

Moments de flexion dus à la charge II.

$$M_{2x} = (1135.56 \text{ KN} * 1.35) (0.009) * 1 \text{ m} = 13.79 \text{ KNm}$$

$$M_{2y} = (1.35 * 1135.56 \text{ KN}) (0.074) * 1 \text{ m} = 113.44 \text{ KNm}$$

➤ Cas de charge III (composé de 2C + D).

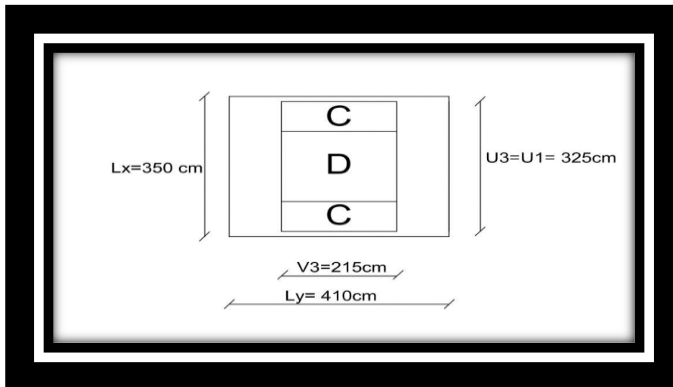


Figure III 24: Cas de charge III.

$$U_3 = 325 \text{ cm}$$

$$V_3 = 215 \text{ cm}$$

$$P_3 = P \left( \frac{U_3 * V_3}{U * V} \right)$$

$$P_2 = 100 \text{ KN} \left( \frac{325 * 215}{75 * 75} \right)$$

$$P_2 = 1242.22 \text{ KN}$$

Calcul de rapports  $\frac{U_3}{L_x}$  et  $\frac{V_3}{L_y}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.52 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Double interpolation rapport } \frac{U_3}{L_x} \text{ et } \frac{V_3}{L_y}$$

Interpolation par rapport à  $\frac{U_3}{L_x}$ , avec  $\frac{V_3}{L_y} = 0.5$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 0.9 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.073 \\ M_2 = 0.042 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 1 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.066 \\ M_2 = 0.047 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{U_3}{L_x} \right) = 1 - 0.9 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.066 - 0.073 = -0.007 \\ \Delta M_2 = 0.038 - 0.042 = -0.005 \end{cases}$$

$$\text{Pour une variation } \Delta \left( \frac{U_3}{L_x} \right) = 0.93 - 0.9 = 0.03 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.007 * 0.03}{0.1} = -0.00021 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.005 * 0.03}{0.1} = -0.00015 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.073 - 0.00021 = 0.0728 \\ M_2 = 0.042 - 0.00015 = 0.0399 \end{cases}$$

Interpolation par rapport à  $\frac{U_3}{L_x}$ , avec  $\frac{V_3}{L_y} = 0.6$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 0.9 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.6 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.068 \\ M_2 = 0.047 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 1 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.6 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.061 \\ M_2 = 0.043 \end{cases}$$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_3}{L_x} \right) = 1 - 0.9 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.061 - 0.068 = -0.007 \\ \Delta M_2 = 0.043 - 0.047 = -0.004 \end{cases}$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{U_3}{L_x} \right) = 0.93 - 0.9 = 0.03 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.007 * 0.03}{0.1} = -0.0021 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.004 * 0.03}{0.1} = -0.0012 \end{cases}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_3}{L_y} = 0.6 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.068 - 0.0021 = 0.0659 \\ M_2 = 0.047 - 0.0012 = 0.0458 \end{cases}$$

Interpolation par rapport à  $\frac{V_3}{L_y}$ , avec  $\frac{U_3}{L_x} = 0.93$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.073 - 0.00021 = 0.0728 \\ M_2 = 0.042 - 0.0021 = 0.0399 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.6 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.068 - 0.0021 = 0.0659 \\ M_2 = 0.047 - 0.0012 = 0.0458 \end{cases}$$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{V_3}{L_y} \right) = 0.6 - 0.5 = 0.1 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0.0659 - 0.0728 = -0.0069 \\ \Delta M_2 = 0.0458 - 0.0399 = -0.0059 \end{cases}$

Pour une variation  $\Delta \left( \frac{V_3}{L_y} \right) = 0.52 - 0.5 = 0.02 \rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = -\frac{0.0069 * 0.02}{0.1} = -0.0014 \\ \Delta M_2 = -\frac{0.0059 * 0.02}{0.1} = -0.0012 \end{cases}$

Finalement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.52 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0728 - 0.0014 = 0.0714 \\ M_2 = 0.0399 - 0.0012 = 0.0387 \end{cases}$$

Moments de flexion dus à la charge III.

$$M_{3x} = (1.35 * 1242.22 \text{ KN} * 0.0714) * 1 \text{ m} = 119.74 \text{ KNm}$$

$$M_{3y} = (1.35 * 1242.22 \text{ KN} * 0.0387) * 1 \text{ m} = 64.89 \text{ KNm}$$

➤ Cas de charge IV (Composé de D).

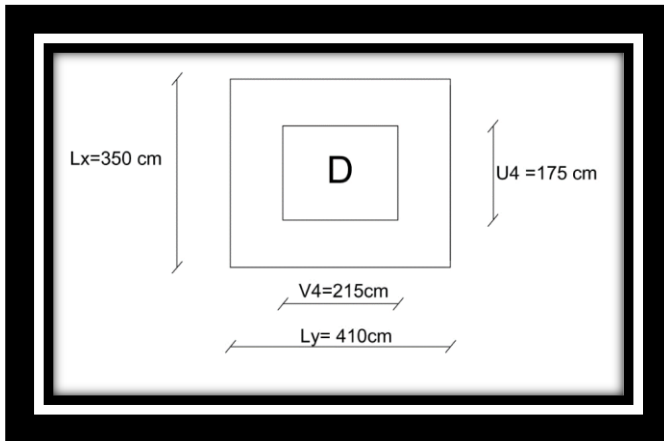


Figure III 25: Cas de charge IV.

$$U_4 = 175 \text{ cm}$$

$$V_4 = 215 \text{ cm}$$

$$P_4 = P \left( \frac{U_4 * V_4}{U * V} \right)$$

$$P_4 = 100 \text{KN} \left( \frac{175 * 215}{75 * 75} \right)$$

$$P_4 = 668.89 \text{KN}$$

Après interpolation :

$$M_1 = 0.0867$$

$$M_2 = 0.0567$$

Moments de flexion dus à la charge IV.

$$M_{4x} = (1.35 * 668.89 \text{ KN} * 0.0867) * 1\text{m} = 78.29 \text{ KNm}$$

$$M_{4y} = (1.35 * 668.89 \text{ KN} * 0.0567) * 1\text{m} = 51.20 \text{ KNm}$$

Charges / Moments (KNm)	M <sub>1x</sub>	M <sub>2x</sub>	M <sub>3x</sub>	M <sub>4x</sub>	M <sub>1y</sub>	M <sub>2y</sub>	M <sub>3y</sub>	M <sub>4y</sub>
Charge I	154.31	-	-	-	93.67	-	-	-
Charge II	-	13.79	-	-	-	113.44	-	-
Charge III	-	-	119.74	-	-	-	64.89	-
Charge IV	-	-	-	78.29	-	-	-	51.20

Tableau III 7: Valeurs de moments.

Calcul des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> pour la charge non concentrique A à L'ELU.

Il y a lieu de superposer les effets de charges.

$$M_{Ax} = \frac{M_{1x} - M_{2x} - M_{3x} + M_{4x}}{4} = \frac{154.31 \text{ KNm} - 13.79 \text{ KNm} - 119.74 \text{ KNm} + 78.29 \text{ KNm}}{4} = 24.77 \text{KNm}$$

$$M_{Ay} = \frac{M_{1y} - M_{2y} - M_{3y} + M_{4y}}{4} = \frac{93.67 \text{KNm} - 113.44 \text{KNm} - 64.89 \text{KNm} + 51.20 \text{KNm}}{4} = -8.36 \text{KN}$$

### III.7.4.1 Moments dus au poids propre de la dalle pleine.

Moments développés au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

$q$  : charge uniformément répartie.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients donnés par le tableau en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de poisson

$\nu$ .

$G$  (dalle) = 5.11 KN/m.

$Q$  (dalle) = 1KN/m.

#### ➤ A L'état limite ultime ( $\nu=0$ ).

Pour  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85$  ;  $\mu_x = 0.0509$  et  $\mu_y = 0.685$

#### ➤ Combinaisons des charges.

$q_u = [1.35 * 5.11 + 1.5 * 1] = 8.40 \text{ KN/m}$

#### ➤ Les moments.

$M_{u_x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0509 * 8.40 \text{ KN/m} * 3.50^2 \text{ m} = 5.23 \text{ KNm}$

$M_{u_y} = \mu_y M_{u_x} = 0.685 * 5.23 = 3.58 \text{ KNm}$

#### ➤ Superposition des moments.

#### • A L'ELU.

$M_x = M_{A_x} + M_{u_x} = 24.77 \text{ KNm} + 5.23 \text{ KNm} = 30 \text{ KNm}$

$M_y = M_{A_y} + M_{u_y} = -8.36 \text{ KNm} + 3.58 \text{ KNm} = -4.78 \text{ KNm}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, les valeurs de moments sont les suivantes :

#### ➤ A L'ELU.

#### • En travée.

$M_x^t = 0.75 * 30 \text{ KNm} = 22.5 \text{ KNm}$

$M_y^t = 0.75 * 4.78 \text{ KNm} = -3.59 \text{ KNm}$

#### • Aux appuis.

$M_x^a = -0.5 * 30 \text{ KNm} = -15 \text{ KNm}$

$M_y^a = -0.5 * 4.78 \text{ KNm} = 2.39 \text{ KNm}$

### III.7.5 Les sections des armatures.

Le calcul se fait en flexion simple, en tenant compte des moments à L'ELU et en considérant une bande parallèle au petit côté ( $l_x$ ) de largeur égale à 1m.

#### ➤ Sens X-X.

- En travée.

$$\mu_x = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2250 \text{ KNcm}}{100\text{cm} \cdot 13^2 \text{cm} \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.094$$

$$\mu_x = 0.094 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.094 ; \beta = 0.9506$$

$$A_{stx} = \frac{M_{xt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2250}{0.9506 \cdot 13 \cdot 34.78} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{stx} = 5.23 \text{ cm}^2$$

**Choix : 5T12 (5.65cm<sup>2</sup>), St = 20cm.**

- Aux appuis.

$$\mu_x = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1500 \text{ KNcm}}{100\text{cm} \cdot 13^2 \text{cm} \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.063$$

$$\mu_x = 0.063 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.063 ; \beta = 0.9674$$

$$A_{stx} = \frac{M_{xt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1500}{0.9674 \cdot 13 \cdot 34.78} = 3.42 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T12 (4.52cm<sup>2</sup>) St = 20cm.**

#### ➤ Sens Y-Y

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{1.2 + 1.2}{2} = 11.8 \text{ cm}$$

- En travée.

$$M_{yt} = 3.59 \text{ KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{yt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{359 \text{ KNcm}}{100\text{cm} \cdot 11.8^2 \text{cm} \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.018$$

$$\mu_x = 0.018 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.018 ; \beta = 0.9909$$

$$A_{sty} = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{359}{0.9909 \cdot 11.8 \cdot 34.78} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{sty} = 0.88 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T8 (2.01cm<sup>2</sup>), St = 25cm.**

- Aux appuis.

$$M_{xa} = 2.39 \text{ KNm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{yt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{239 \text{ KNcm}}{100\text{cm} \cdot 11.8^2 \text{cm} \cdot 1.42 \text{KN/cm}^2} = 0.012$$

$$\mu_x = 0.012 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.012 ; \beta = 0.9940$$

$$A_{stx} = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{239}{0.9940 \cdot 11.8 \cdot 34.78} = 0.59 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T8 (2.01cm<sup>2</sup>), St = 25cm.**

### III.7.6 Vérification à L'ELU.

➤ **Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4).**

Les armatures tendues d'une section transversale d'un panneau de dalle soumise à la flexion, doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures :  $W_x$  suivant la petite portée  $L_x$  et  $W_y$  suivant la grande portée  $L_y$ .

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} ; A_x = \frac{W_0(3-\rho)}{2} bh \quad W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$bh$  : section totale de béton.

$W_x$  et  $W_y$  : Les Taux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

$W_0$  = Taux ou pourcentage d'acier minimal (réglementaire),  $\rho_0=0,0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400.8

#### Sens X-X

$$A_{x\min} = \frac{0.0008(3-0.85)}{2} 100*15 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{x\min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

**La condition est vérifiée.**

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{x\min} = 1.27 \text{ cm}^2$$

**La condition est vérifiée.**

#### Sens Y-Y

$$A_{y\min} = W_0 bh = 0.0008*100*15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**La condition est vérifiée.**

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**La condition est vérifiée.**

➤ **Espacement des barres.**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$L_x: st \leq \min(3h; 33\text{cm}).$$

$$L_y: st \leq \min(4h; 45\text{cm}).$$

#### Sens X-X

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

#### Sens Y-Y

$$St = 25\text{cm} \leq 45\text{cm}. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des barres et rapport d'armatures (BAEL91 article A.7.2.1).**

**a) Diamètre maximal**

Les diamètres barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de son épaisseur totale.

On doit vérifier :  $\Phi_{tmax} \leq \frac{ht}{10}$

$$\Phi_{max} = 12\text{mm} < 15 \text{ mm}$$

$\Phi_{max} = 12\text{mm} < 15 \text{ mm}$  **La condition est vérifiée.**

**b) Rapport d'armatures.**

Dalle soumise à des charges concentrées :  $A_y \geq \frac{A_x}{3}$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{5.65\text{cm}^2}{3} = 1.88\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99, article A.5.2.2) .**

$$\tau_u = \frac{vu}{bh} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 100\text{cm} ; d = 0.9 \times ht = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$$

Sollicitation des efforts tranchants : Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

Au milieu de u, (u = v)

$$T_{u1} = \frac{P}{3U} \quad \text{avec } P = q_u \times l_x \times l_y = 8.40\text{KN/m}^2 \times 3.50\text{m} \times 4.10\text{m} = 120.54 \text{ KN}$$

$$T_{u1} = \frac{120.54}{3 \times 0.75} = 53.57\text{KN}$$

Au milieu de v, (u = v)

$$T_{u2} = \frac{P}{3U} = \frac{120.54}{3 \times 0.75} = 53.57\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{vu}{bh} = \frac{53.57\text{KN}}{100\text{cm} \times 15\text{cm}} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification vis-à-vis de poinçonnement.**

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 U_c h t \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$h$  : L'épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 4 \times U = 4 \times 0.75 = 3 \text{ m}$ ).

$$Q_u = 1.35 * 100 = 135 \text{ KN}$$

$$0.045 U_c \text{ ht } \frac{f_c j}{\gamma b} = 0.045 * 300 * 15 * \frac{2.5}{1.5} = 337.5 \text{ KN}$$

$Q_u = 135 \text{ KN} < 427.50 \text{ KN}$ . La condition est vérifiée, donc, il n'y a aucun risque de poinçonnement.

### III.7.7 Calcul des moments $M_x$ et $M_y$ pour la charge non concentrique A à L'ELS.

#### ➤ Cas de charge I.

- Moments de flexion dus à la charge I (ELS :  $\nu=0,2$ ).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.89 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0565 - 0.0023 = 0.0542 \\ M_2 = 0.0358 - 0.0029 = 0.0329 \end{cases}$$

$$M_{1x} = P_1 [M_1 + \nu M_2]$$

$$M_{1x} = 2108.89 \text{ KN} (0.0542 + 0.0329 * 0.2) = 128.18 \text{ KNm}$$

$$M_{1y} = (P_1) [\nu M_1 + M_2]$$

$$M_{1y} = 2108.89 \text{ KN} (0.2 * 0.0542 + 0.0329) = 92.24 \text{ KNm}$$

#### ➤ Cas de charge II.

$$M_1 = 0.009 \text{ et } M_2 = 0.074$$

- Moments de flexion dus à la charge II.

$$M_{2x} = (1135.56 \text{ KN}) (0.009 + 0.2 * 0.074) * 1 \text{ m} = 27.03 \text{ KNm}$$

$$M_{2y} = (1135.56 \text{ KN}) (0.2 * 0.009 + 0.074) * 1 \text{ m} = 86.08 \text{ KNm}$$

#### ➤ Cas de charge III.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = 0.93 \\ \frac{V_1}{L_y} = 0.52 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0728 - 0.0014 = 0.0714 \\ M_2 = 0.0399 - 0.0012 = 0.0387 \end{cases}$$

- Moments de flexion dus à la charge III.

$$M_{3x} = (1242.22 \text{ KN}) (0.0714 + 0.2 * 0.0387) * 1 \text{ m} = 98.31 \text{ KNm}$$

$$M_{3y} = (1242.22 \text{ KN}) (0.2 * 0.0714 + 0.0387) * 1 \text{ m} = 65.81 \text{ KNm}$$

#### ➤ Cas de charge IV.

$$M_1 = 0.0867$$

$$M_2 = 0.0567$$

- Moments de flexion dus à la charge IV.

$$M_{4x} = (668.89 \text{ KN}) (0.0867 + 0.0567 * 0.2) * 1 \text{ m} = 133.84 \text{ KNm}$$

$$M_{4y} = (668.89 \text{ KN}) (0.2 * 0.0867 + 0.0567) * 1 \text{ m} = 49.52 \text{ KNm}$$

Charges / Moments (KNm)	M <sub>1x</sub>	M <sub>2x</sub>	M <sub>3x</sub>	M <sub>4x</sub>	M <sub>1y</sub>	M <sub>2y</sub>	M <sub>3y</sub>	M <sub>4y</sub>
Charge I	128.18	-	-	-	92.24	-	-	-
Charge II	-	27.03	-	-	-	86.08	-	-
Charge III	-	-	98.31	-	-	-	65.81	-
Charge IV	-	-	-	133.84	-	-	-	49.52

*Tableau III 8: Valeurs de moments à L'ELS.*

Il y a lieu de superposer les effets de charges.

$$MA_x = \frac{M_{1x} - M_{2x} - M_{3x} + M_{4x}}{4} = \frac{128.18 \text{KNm} - 27.03 \text{KNm} - 98.31 \text{KNm} + 133.84 \text{KNm}}{4} = 34.17 \text{KNm}$$

$$MA_y = \frac{M_{1y} - M_{2y} - M_{3y} + M_{4y}}{4} = \frac{92.24 \text{KNm} - 86.08 \text{KNm} - 65.81 \text{KNm} + 49.52 \text{KNm}}{4} = -2.53 \text{KN}$$

➤ **A L'état limite de service (v= 0.2).**

Pour  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85$  ;  $\mu_x = 0.0579$  et  $\mu_y = 0.778$

➤ **Combinaisons des charges.**

$$Q_s = 5.11 + 1 = 6.11 \text{KN/m}$$

• **Les moments.**

$$M_{S_x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0579 * 6.11 \text{KN/m} * 3.50^2 \text{m} = 4.33 \text{KNm}$$

$$M_{S_y} = \mu_y M_{S_x} = 0.778 * 4.33 = 3.37 \text{KNm}$$

➤ **A L'ELS.**

$$M_x = M_{S_x} + MA_x = 4.33 \text{KNm} + 34.17 \text{KNm} = 38.5 \text{KNm}$$

$$M_y = M_{S_y} + MA_y = 3.37 \text{KNm} - 2.53 \text{KNm} = 0.84 \text{KNm}$$

En tenant compte du semi encastrement de la dalle :

➤ **En travée.**

$$M_x^t = 0.75 * 38.5 \text{KNm} = 28.88 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.75 * 0.84 \text{KNm} = 0.63 \text{KNm}$$

➤ **Aux appuis.**

$$M_x^a = -0.5 * 38.5 \text{KNm} = -19.25 \text{KNm}$$

$$M_y^a = -0.5 * 38.5 \text{KNm} = -19.25 \text{KNm}$$

### III.7.8 Vérification à L'ELS.

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers.

- Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \cdot 25 \text{Mpa} = 15 \text{Mpa}$$

- Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{KN/cm}^2$$

Sens X-X.

- En travée.

$$M_x^t = 28.88 \text{KNm} \quad A_t = 5.65 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{5.65}{100 \cdot 13} * 100 = 0.434$$

$$\text{Pour } \rho_1 = 0.434 \quad \beta = 0.8995 \quad \text{et } K = 34.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2888 \text{KNcm}}{0.8995 \cdot 13 \text{cm} \cdot 5.65 \text{cm}^2} = 43.71 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{43.71}{34.76} = 1.26 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.26 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis.

$$M_x^a = -19.25 \text{KNm} \quad A_{sa} = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{2.01}{100 \cdot 13} * 100 = 0.154$$

$$\text{Pour } \rho_1 = 0.154, \quad \beta = 0.9356 \quad \text{et } K = 62.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{1925 \text{KNcm}}{0.9356 \cdot 13 \text{cm} \cdot 2.01 \text{cm}^2} = 78.74 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{78.74 \text{Mpa}}{62.70} = 1.26 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.26 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 78.74 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 347.82 \text{Mpa}$$

#### ➤ Etat limite de déformation.

Dans le cas de dalles rectangulaires appuyées sur 4cotés, on peut se dispenser du calcul de flèches si les conditions suivantes sont respectées :

- $\frac{ht}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_x}$

- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

$M_{tx}$  : moment en travée dans la dalle continue suivant le sens  $lx$  ( $M_{tx} \geq 0.75M_x$ )  
 $M_x$  : moment isostatique dans la direction  $lx$ , pour une bande de largeur égale à un mètre.  
 $A_x$  : Section des armatures tendues par bande de largeur égale à un mètre.  
 $d$  : hauteur utile.  
 $f_e$  : limite d'élasticité en (Mpa).  
 $b$  : largeur d'une bande égale à un mètre.

- $\frac{15}{350} > \frac{2888}{20 \cdot 3850}$  ;  $0.043 > 0.037$  **La condition est vérifiée.**
- $\frac{5.65}{100 \cdot 13} \leq \frac{2}{400}$  ;  $0.004.3 < 0.005$  **La condition est vérifiée.**

Le calcul pour la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

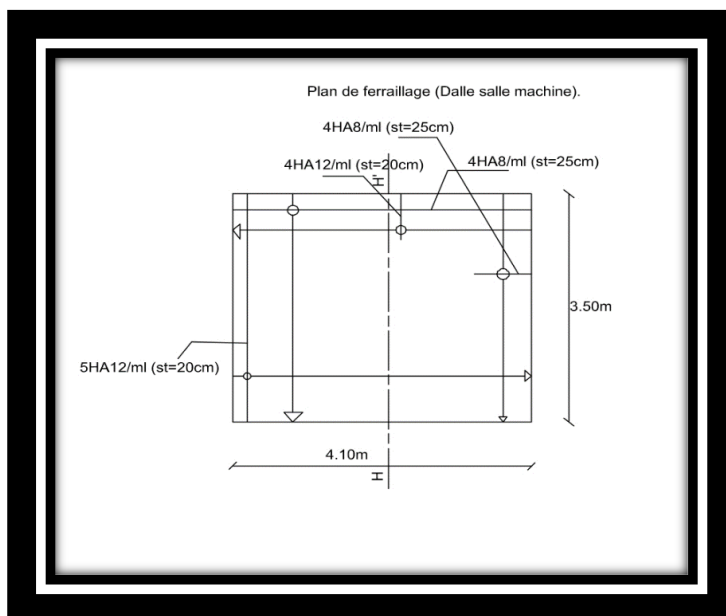


Figure III 26: Plan de ferrailage (Dalle de la salle machine).

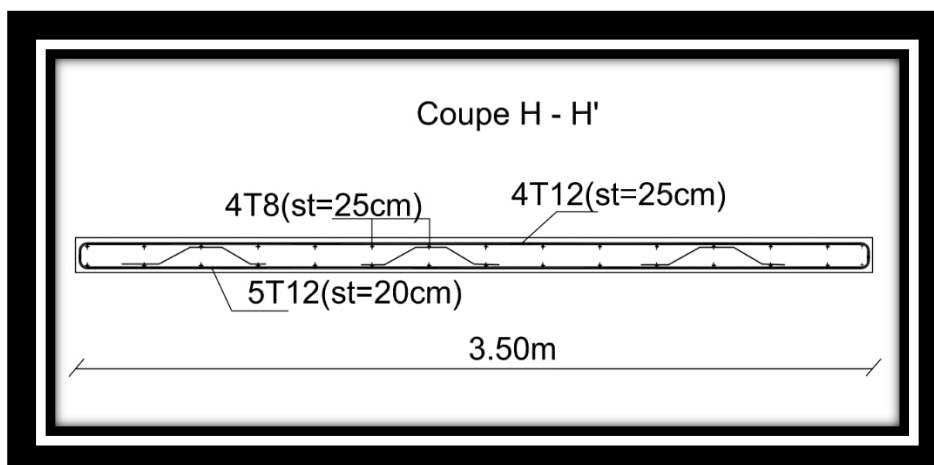
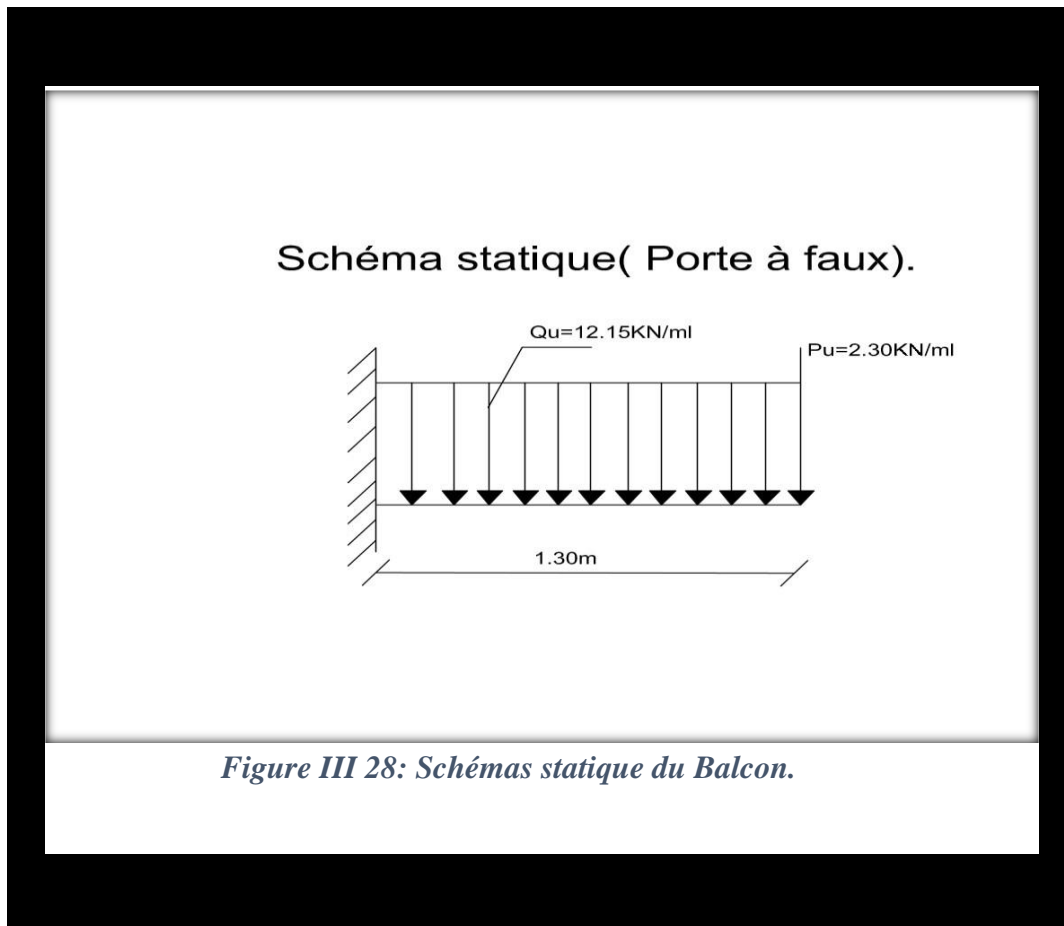


Figure III 27: Coupe de la dalle de salle machine.

### III.8 Porte à faux.



$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ , D'APRES Le DTR.

#### Poids de garde-corps.

Eléments	Epaisseur (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Brique	0.1	9	0.9
Enduit	0.04	20	0.80
			Gtot= 1.7 KN/m <sup>2</sup>

*Tableau III 9: Evaluation de charges G (Garde - corps).*

#### ❖ Combinaisons des charges.

La dalle :

$Q_u = (1.35 * 5.11 \text{ KN/m}^2 + 1.5 * 3.5 \text{ KN/m}^2) * 1\text{m} = 12.15 \text{ KN/m}$

$P_u = 1.35 * 1.7 \text{ KN/m}^2 * 1\text{m} = 2.30 \text{ KN/m}$

❖ **Calcul des efforts internes à L'état limite ultime (ELU).**

➤ **Moment.**

$$M_u = \frac{qu l^2}{2} + P_u * l = \frac{12.15 * 1.20^2}{2} + 2.30 * 1.20 = -11.51 \text{ KNm}$$

➤ **Effort tranchant.**

$$T_u = qu * l + P_u = 12.15 * 1.20 + 2.30 = 18.10 \text{ KN}$$

Schéma statique( Porte à faux).

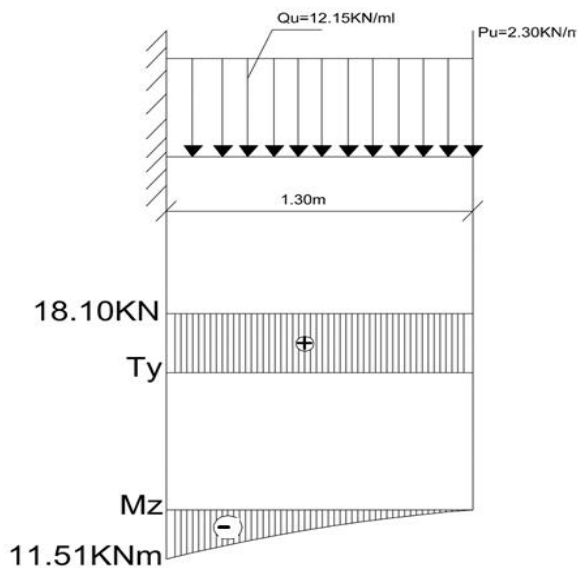


Figure III 29: Diagramme des efforts internes (Balcon).

**III.8.1 Ferrailage à L'ELU.**

➤ **Armatures principales.**

$$d = 13 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$M_u = 11.51 \text{ KNm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 1.42 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_x = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1151 \text{ KNcm}}{100 \text{ cm} * 13^2 \text{ cm} * 1.42 \text{ KN/cm}^2} = 0.048$$

$$\mu_x = 0.048 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{Pour } \mu_x = 0.048 ; \beta = 0.9754$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1151}{0.9754 * 13 * 34.78} = 2.61 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T10 (3.14 cm<sup>2</sup>) ; St= 25cm**

➤ **Armatures de répartition.**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4T8, (2.01cm<sup>2</sup>) ; St= 25cm**

➤ **Condition de non fragilité.**

On doit vérifier la condition suivante :

La section adoptée (Ast) > Section minimale (Amin).

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * 100 * 13 * 2.1}{400}$$

**Amin= 1.57cm<sup>2</sup> < Ast = 3.14 cm<sup>2</sup> ; la condition est vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ; C'est la condition à vérifier.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9 * d * \Sigma U_i}$$

En travée.

$$\Sigma U_i = \eta \Phi 3.14 = 4 * 1 \text{ cm} * 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.10 \text{ KN}}{0.9 * 13 \text{ cm} * 12.56 \text{ cm}} = 1.23 \text{ Mpa}$$

**$\tau_{se} = 1.23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$  La condition est vérifiée.**

➤ **Espacement des barres.**

Armatures principales : St < min (3h ; 33cm)

$$St = 25 \text{ cm} < \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

**St = 25cm < 33cm ; La condition est vérifiée.**

Armatures de répartition : St < min (4h ; 45cm)

$$St = 25 \text{ cm} < \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

**St = 25cm < 45cm ; La condition est vérifiée.**

➤ **Ancrage des barres.**

$$L_s = \frac{f_e * \varphi}{4 * \tau_{su}}; \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{c28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{400 * 1}{4 * 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 * L_s = 14.08 \text{ cm}$$

$$L_c = 14.08 \text{ cm}$$

### III.8.2 Calcul à L'ELS.

➤ **Combinaisons des charges.**

$$Q_s = (5.11 + 3.5) * 1 \text{ m} = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.7 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment.**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s * l = \frac{8.61 * 1.20^2}{2} + 1.7 * 1.20$$

$$M_s = 8.24 \text{ KNm}$$

➤ **Effort tranchant.**

$$T_s = q_s * l + P_s = 8.61 * 1.20 + 1.70$$

$$T_s = 12.03 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de compression du béton.**

Pour le béton  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ :

Vérification de la contrainte dans les aciers.

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad M_s = 8.24 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{bd} * 100$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{3.14}{25 * 28} * 100 = 0.449$$

Après interpolation :

$$\rho = 0.449 \rightarrow \beta_1 = 0.8980$$

$$K = 34.05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{824 \text{ KNcm}}{0.8980 * 13 \text{ cm} * 3.14 \text{ cm}^2} = 224.79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 224.79 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{224.79 \text{ Mpa}}{34.05} = 6.60 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 6.60 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ . → La condition est vérifiée.

➤ **Etat limite des ouvertures.**

C'est le cas d'une fissuration peu nuisible car la poutre n'est pas exposée aux intempéries ni aux milieux agressifs, donc, aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91) [14]

➤ **Etat limite de déformation.** (BAEL 91/Art.B.6.5,1) [14].

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si ces 3 conditions sont satisfaites à savoir :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ;  $\frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$   $0.125 > \frac{824}{10 * 824} = 0.100$

- $$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.011$$

Les 3 conditions sont vérifiées, la flèche ne sera pas calculée.

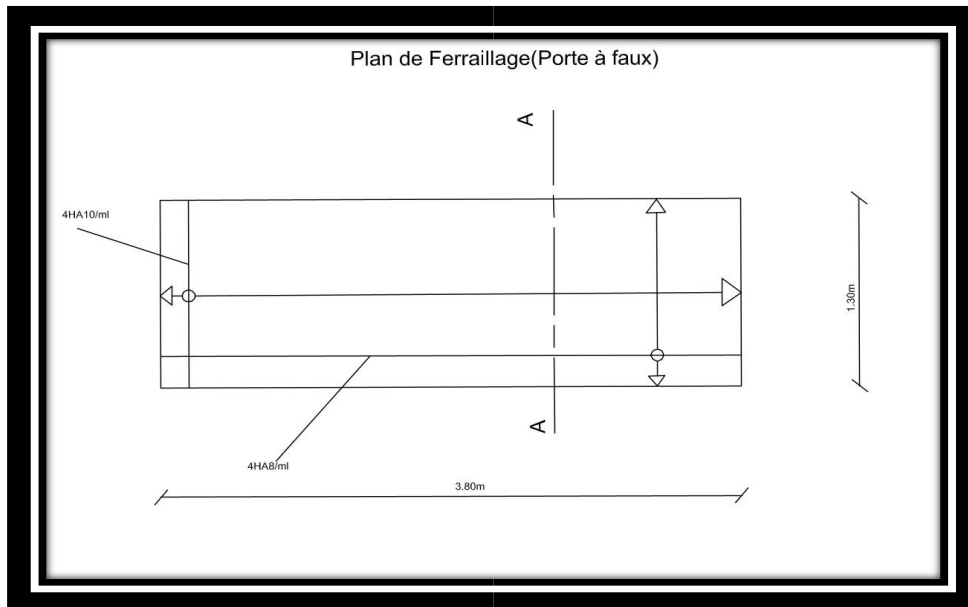


Figure III 30: Plan de ferrailage du Balcon.

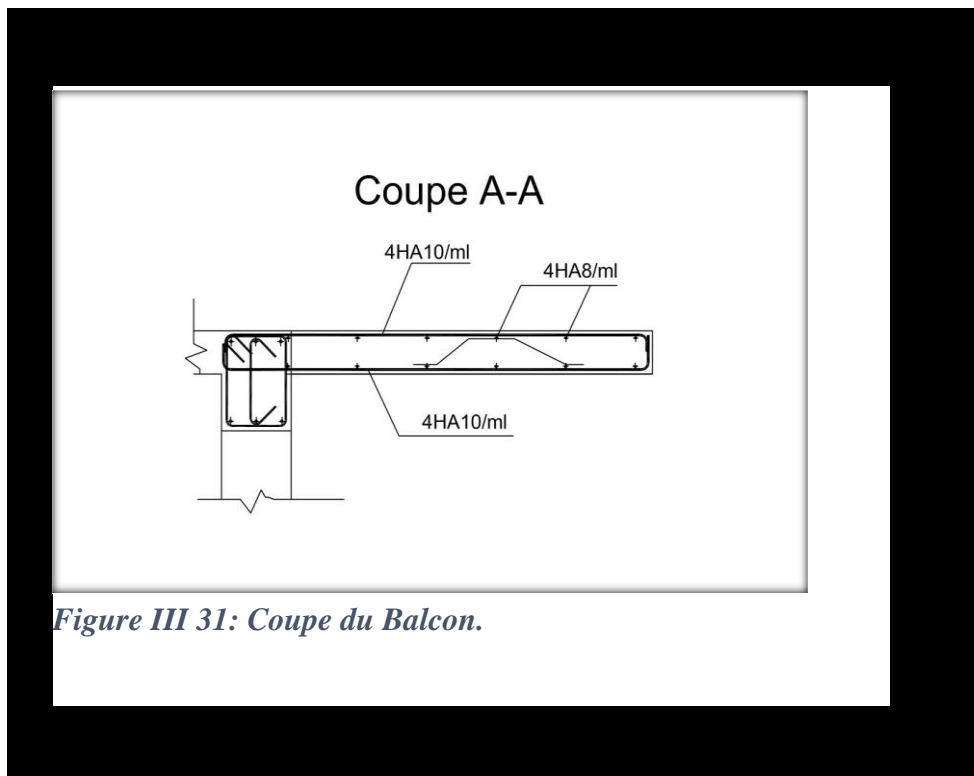


Figure III 31: Coupe du Balcon.

## **PartieII : Dimensionnement des éléments Structuraux.**

## Introduction.

L'étude sismique des structures est une discipline cruciale en génie civil, visant à garantir la résistance et la stabilité des bâtiments face aux tremblements de terre. Ces événements naturels, imprévisibles et potentiellement dévastateurs, ont des conséquences significatives sur les infrastructures et les vies humaines. Les séismes provoquent des mouvements violents du sol qui peuvent entraîner des effondrements de structures, des dommages matériels importants et des pertes humaines. L'histoire regorge de tremblements de terre dévastateurs qui ont servi de leçons et de motivations pour améliorer les normes de construction parasismique. Parmi les événements sismiques majeurs ayant marqué le monde, on peut citer le tremblement de terre de 1906 à San Francisco, qui a causé des incendies dévastateurs et détruit une grande partie de la ville, et le séisme de 2010 en Haïti, qui a tué plus de 200 000 personnes et laissé des millions de sans-abri. En 2011, le tremblement de terre de Tōhoku au Japon, suivi d'un tsunami, a provoqué des dégâts énormes et une crise nucléaire à Fukushima. Ces catastrophes ont mis en lumière l'importance d'une conception sismique rigoureuse et de normes de construction strictes. L'Algérie, située dans une région sismiquement active, n'est pas exempte de tels risques. Le pays a connu plusieurs séismes destructeurs, tels que le tremblement de terre d'El Asnam en 1980, qui a fait plus de 2 500 morts et causé des dommages considérables aux infrastructures. Plus récemment, le séisme de Boumerdès en 2003 a provoqué la mort de plus de 2 000 personnes et des destructions massives, soulignant une fois de plus la vulnérabilité des constructions face aux forces sismiques.

Pour faire face à ces risques, l'Algérie a mis en place le Règlement Parasismique Algérien RPA99/2003, qui établit des normes strictes pour la conception et la construction de bâtiments capables de résister aux séismes. Le RPA99/2003 couvre divers aspects de la construction, tels que le choix des matériaux, les méthodes de conception, et les techniques de construction adaptées aux zones sismiques. Il met un accent particulier sur les structures contreventées par des voiles, qui jouent un rôle crucial dans la dissipation de l'énergie sismique et la stabilisation des bâtiments. L'étude sismique d'une structure complexe telle qu'une structure 2SS+RDC+6 (deux sous-sols, rez-de-chaussée, et six étages) contreventée par des voiles, nécessite une analyse approfondie et une modélisation précise pour garantir sa résistance aux forces sismiques. La modélisation informatique, utilisant des logiciels spécialisés comme ETABS, permet de simuler les effets des séismes sur la structure et d'optimiser son comportement parasismique. Cette démarche assure non seulement la sécurité des occupants mais aussi la pérennité de l'édifice.

Dans ce chapitre, les étapes de modélisation du projet par ETABS17 seront mises en lumière. Nous examinerons en détail le processus de création du modèle structurel, l'application des charges sismiques selon les exigences du RPA99/2003, et l'analyse des résultats pour évaluer la performance sismique de la structure. Cette approche systématique et détaillée permettra de garantir que la structure répond aux normes de sécurité et de résistance nécessaires pour résister aux forces sismiques.

## IV.1 La Modélisation.

Pour ce projet, la modélisation sera faite avec ETABS17 et elle consiste en une série d'étapes méthodiques permettant de simuler et d'analyser le comportement structurel d'un bâtiment, particulièrement sous l'effet de charges sismiques.

Voici un aperçu détaillé des principales étapes de la modélisation avec ETABS17 :

### IV.1.1 Création du Modèle Géométrique.

**Définition de la structure** : Définissez la géométrie de la structure, y compris les étages, les poutres, les colonnes, et les murs. ETABS permet de dessiner les plans de chaque étage et de créer une vue 3D de la structure.

**Attribution des matériaux** : Spécifiez les propriétés des matériaux utilisés (béton, acier, etc.) pour chaque élément structurel. Cela inclut les résistances à la compression, les modules d'élasticité, et les coefficients de Poisson

### IV.1.2 Définition des Charges.

**Charges gravitationnelles** : Appliquez les charges permanentes (poids propre des éléments, charges d'exploitation) et les charges variables (charges de neige, charges de vent).

**Charges sismiques** : Définissez les charges sismiques conformément aux normes locales, telles que le Règlement Parasismique Algérien RPA99/2003. Cela inclut la définition des spectres de réponse et des combinaisons de charges sismiques.

### IV.1.3 Attribution des Propriétés des Éléments.

**Propriétés des sections** : Définissez les propriétés des sections transversales des poutres, des colonnes, et des voiles. ETABS offre une bibliothèque de sections standard mais permet également la création de sections personnalisées.

**Rigidité des diaphragmes** : Assurez-vous que les planchers agissent comme des diaphragmes rigides ou semi-rigides pour une distribution correcte des charges horizontales.

### IV.1.4 Assemblage du Modèle.

**Connexions et libérations** : Définissez les types de connexions entre les différents éléments (articulées, rigides) et les libérations de moments si nécessaire.

**Contreventement** : Modélisez les systèmes de contreventement, tels que les voiles et les cadres rigides, pour améliorer la résistance latérale de la structure.

### IV.1.5 Analyse Structurale.

**Analyse statique et dynamique** : Effectuez des analyses statiques pour les charges gravitationnelles et des analyses dynamiques pour les charges sismiques. ETABS permet des analyses modales et des analyses temporelles non linéaires.

**Validation du modèle** : Vérifiez la cohérence et la précision du modèle en examinant les déplacements, les efforts internes et les réactions aux appuis.

### IV.1.6 Conception et Dimensionnement.

**Dimensionnement des éléments** : Utilisez les résultats de l'analyse pour dimensionner les éléments structurels conformément aux normes de conception (par exemple, RPA99/2003).

**Vérification des contraintes** : Assurez-vous que les contraintes dans les éléments structurels ne dépassent pas les limites admissibles.

### IV.1.7 Optimisation et Itération.

**Optimisation du modèle** : Ajustez les sections, les matériaux et les dispositions des éléments pour améliorer la performance sismique et réduire les coûts.

**Itérations** : Effectuez plusieurs itérations de l'analyse et de la conception pour affiner le modèle et assurer sa conformité avec les critères de performance.

### IV.1.8 Documentation et Rapports.

**Génération des rapports** : Créez des rapports détaillés des résultats de l'analyse, y compris les diagrammes de moments, les forces axiales, les déplacements et les réactions aux appuis.

**Plans et dessins** : Générez les plans de construction et les dessins détaillés des éléments structurels pour la mise en œuvre sur site.

### IV.1.9 Validation Finale.

**Revue des résultats** : Revérifiez tous les résultats pour s'assurer qu'ils répondent aux exigences du projet et aux normes de sécurité.

**Soumission aux autorités** : Préparez les documents nécessaires pour l'approbation par les autorités locales de réglementation de la construction.

## IV.2 L'interface du Logiciel Etabs 17.

### IV.2.1 Les Etapes de la modélisation de la structure (2SS+RDC+6).

#### IV.2.1.1 Caractéristiques géométriques de la structure.

On détermine la géométrie de la structure conformément au Plan d'Architecture, dès l'ouverture du logiciel, la boîte de dialogue intitulé « **Grid dimensions (plan) and story dimension** » qui permet d'introduire les coordonnées de la structure apparaît tel que :

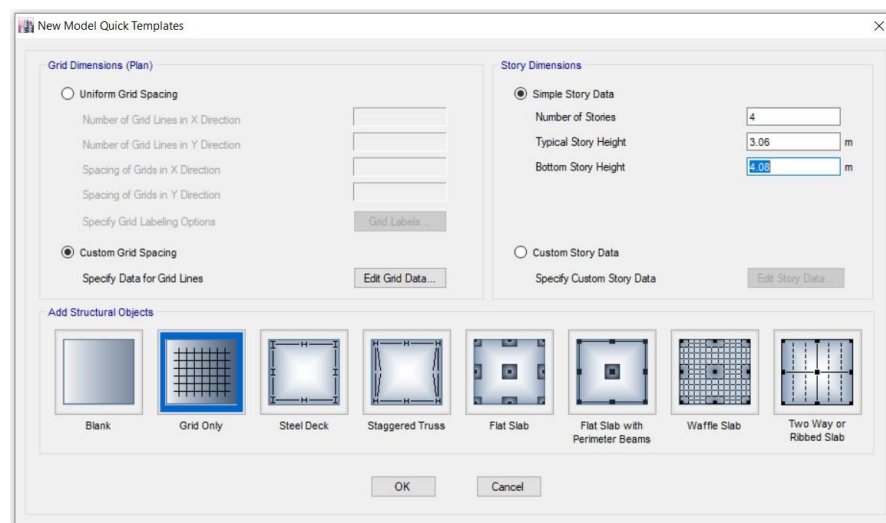


Figure IV 1: Paramètres de nombre d'étage et les hauteurs de niveaux.

« Number lines in X Direction » : Nombre de travées (Lignes de constructions) suivant X

« Number lines in Y Direction » : Nombre de travées (Lignes de construction) suivant Y.

« Spacing in X Direction » : Espacement constant entre les lignes de constructions suivant X.

« Spacing in Y Direction » : Espacement constant entre les lignes de construction suivant Y.

« Number of Stories » : Nombre d'Etage courant. (**6 étages**).

« Bottom story Height » : Hauteur du RDC. (**3.40m**).

« Typically story Height » : Hauteur d'Etage courant (**3.06m**).

**Remarque :** La hauteur d'Etage et la longueur des travées étant rarement constantes, on se doit d'avoir recours aux options « **Custom Grid Spacing** » et Custom story Data permettant respectivement d'introduire les espacements entre axes des poutres suivant X et Y et les hauteurs de différents étages.

**Les coordonnées de la structure.**

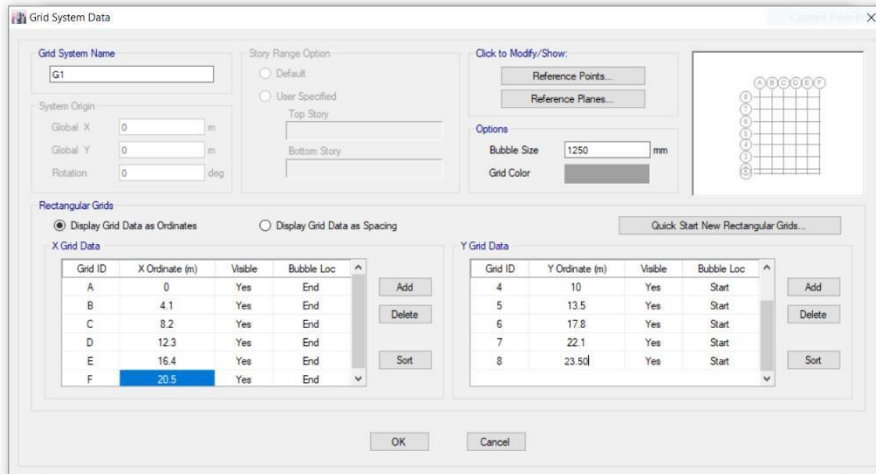


Figure IV 2: Les dimensions du bâtiment.

« XGrid Data » : représente les espacements entre axes des poutres suivant X.

« YGrid Data » : représente les espacements entre axes des poutres suivant Y.

**La boîte de dialogue pour les hauteurs de différents Etages.**

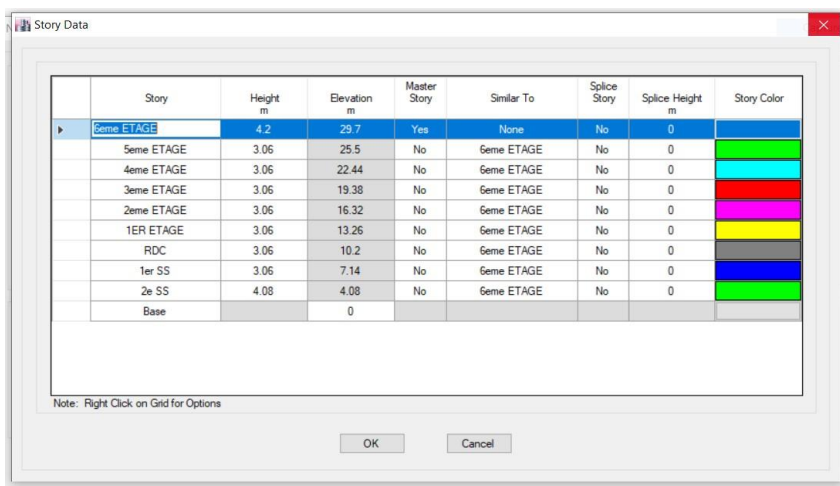


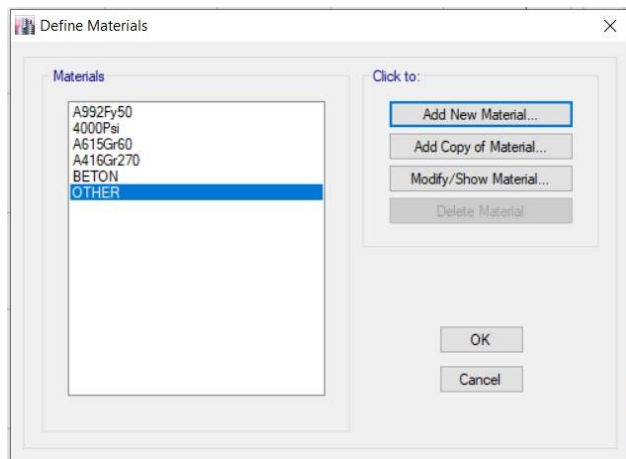
Figure IV 3: les dimensions en élévation sur Etabs.

## IV.2.1.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de la structure.

### IV.2.1.2.1 Définition des matériaux et leurs caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Materials** ». L'utilisateur peut y accéder par le cheminement suivant :

« **Define Material properties**, puis la boîte de dialogue « **Define Materials** » apparaît tel que :



*Figure IV 4: les matériaux utilisés.*

« Add New Material » : Ajouter un autre matériau.

« Modifie /Show Material » : Modifier / Afficher les propriétés d'un matériau.

« Delete Material » : Supprimer un matériau.

L'option « **Add New Material** » mène vers la boîte de dialogue « **Material Property Data** » qui nous permet d'introduire tous les paramètres du béton et de l'acier notamment :

#### **Pour le béton :**

- ✦ La masse volumique du béton : 2500Kg/m<sup>3</sup>
- ✦ Le poids volumique du béton : 25KN.
- ✦ Le module d'élasticité longitudinal du béton : 32164Mpa.
- ✦ La valeur caractéristique du béton à 28 jours (fc28) : 25Mpa.

#### **Pour L'acier :**

- ✦ La limite élastique de L'acier (FeE 400) : 400Mpa.

### La boîte de dialogue pour le béton et L'acier.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'BETON25'. The 'General Data' section includes fields for Material Name (BETON25), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a yellow-green swatch), and Material Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button). The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. It shows 'Weight per Unit Volume' as 25 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' as 2500 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (32164 MPa), 'Poisson's Ratio, U' (0), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000099 1/C), and 'Shear Modulus, G' (16082 MPa). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure IV 5: Définition des matériaux.

Pour le matériau « OTHER », la masse volumique et le poids volumique sont pris égale à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'OTHER'. The 'General Data' section includes fields for Material Name (OTHER), Material Type (Other), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a red swatch), and Material Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button). The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. It shows 'Weight per Unit Volume' as 0 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' as 0 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (199947.98 MPa), 'Poisson's Ratio, U' (0), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000117 1/C), and 'Shear Modulus, G' (99973.99 MPa). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure IV 6: Le matériau pour le plancher en corps creux.

**Remarque :** Le matériau « Béton » est affecté aux poteaux, poutres, voiles et dalles pleines car ainsi, le logiciel va calculer automatiquement le poids propre de ces éléments en utilisant la combinaison poids.

Le matériau « Other » est affecté aux plancher en corps creux pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui est déjà pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents.

### IV.2.1.3 Les caractéristiques géométriques des éléments.

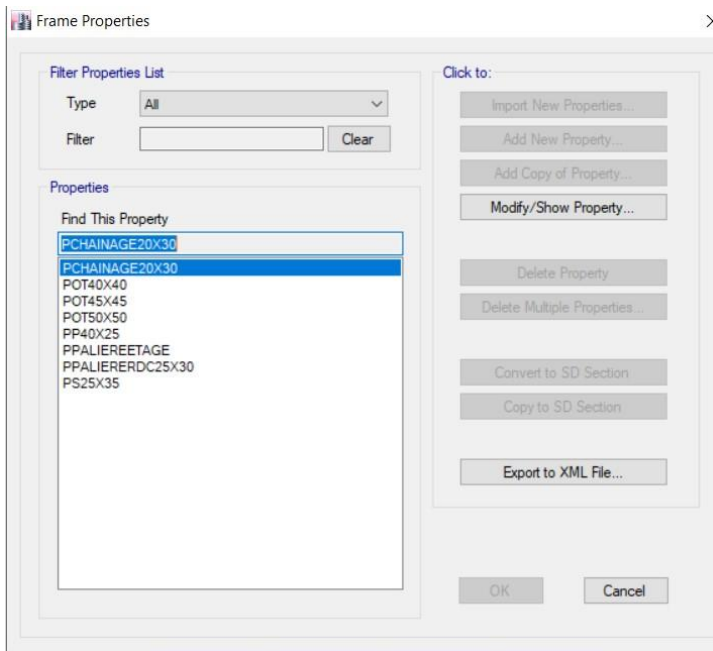
Pour les poteaux et les poutres, elles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Frame proprieties** ».

Comme mentionné dans les précédents chapitres, voici, les différentes sections des éléments utilisés pour ce projet, On a :

- ✦ Poutres principales : (40X25cm<sup>2</sup>).
- ✦ Poutres secondaires : (25X35 cm<sup>2</sup>).
- ✦ Poutres palières : (25X30cm<sup>2</sup>).
  
- ✦ Poutres de chainages : (20X30cm<sup>2</sup>).
- ✦ Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup>.
- ✦ Poteaux (45X45) cm<sup>2</sup>.
- ✦ Poteaux (40x 40) cm<sup>2</sup>.

**Remarque :** Dans le souci de satisfaire la condition vis-à-vis de l'effort normal réduit exigé par le RPA, il est nécessaire d'augmenter les sections des poteaux, par conséquent, lors de la modélisation les sections adoptées pour les poteaux dans le 2eme chapitre ne seront pas utilisées.

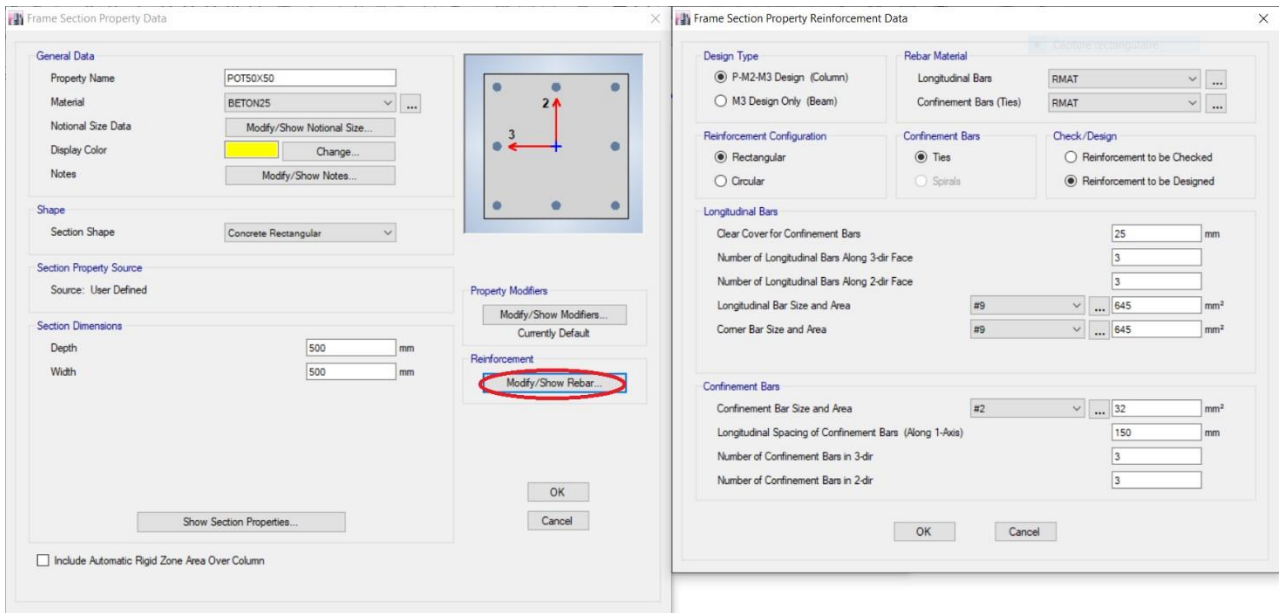
**Boite de dialogue « Frame propriétés ».**



*Figure IV 7: les sections des poutres et poteaux.*

Exemples.

**Poteaux.**



*Figure IV 8: Les sections des poteaux.*

**Poutres.**

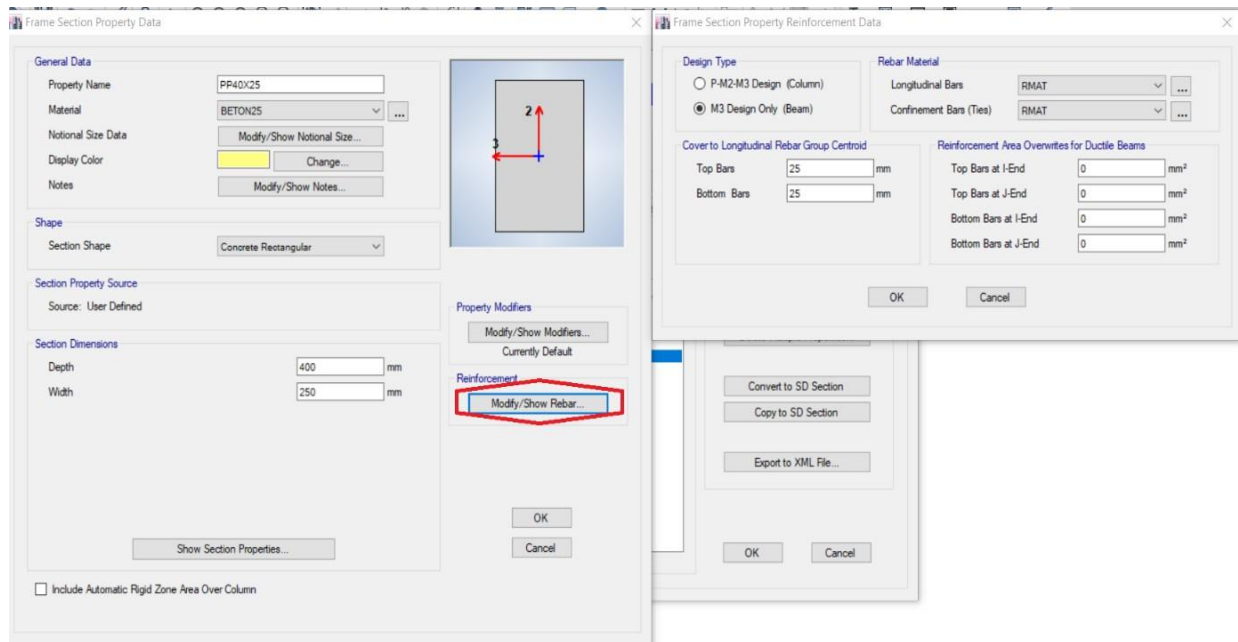
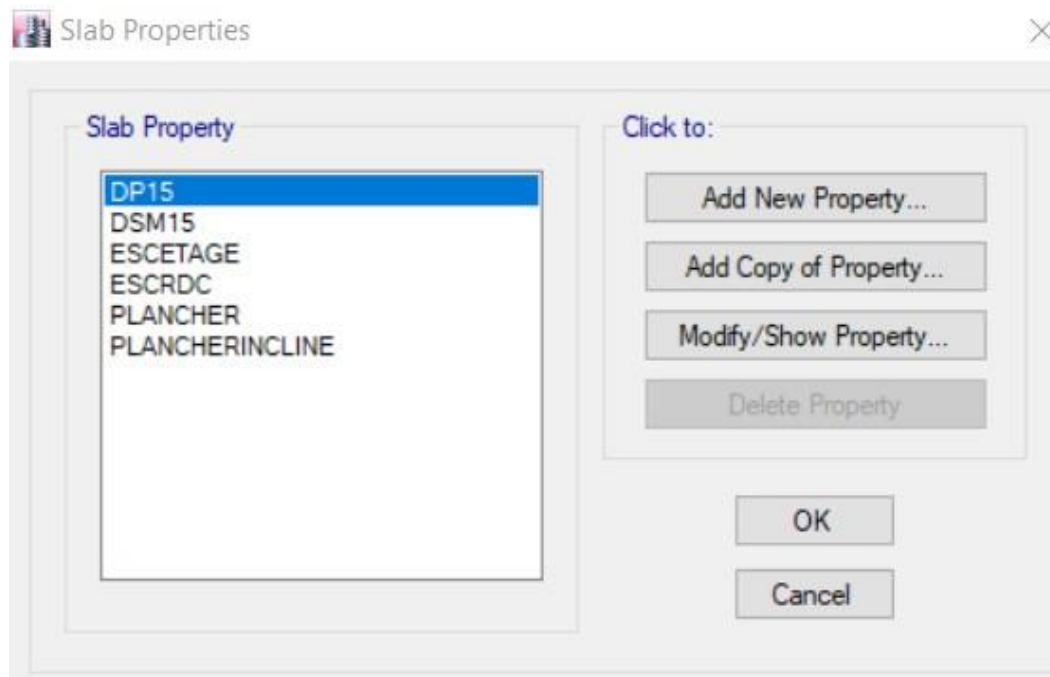


Figure IV 9: Les sections des poutres.

Les Caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, et les dalles pleines sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « Slab property ».



Pour les dalles pleines.

Pour les planchers en corps creux.

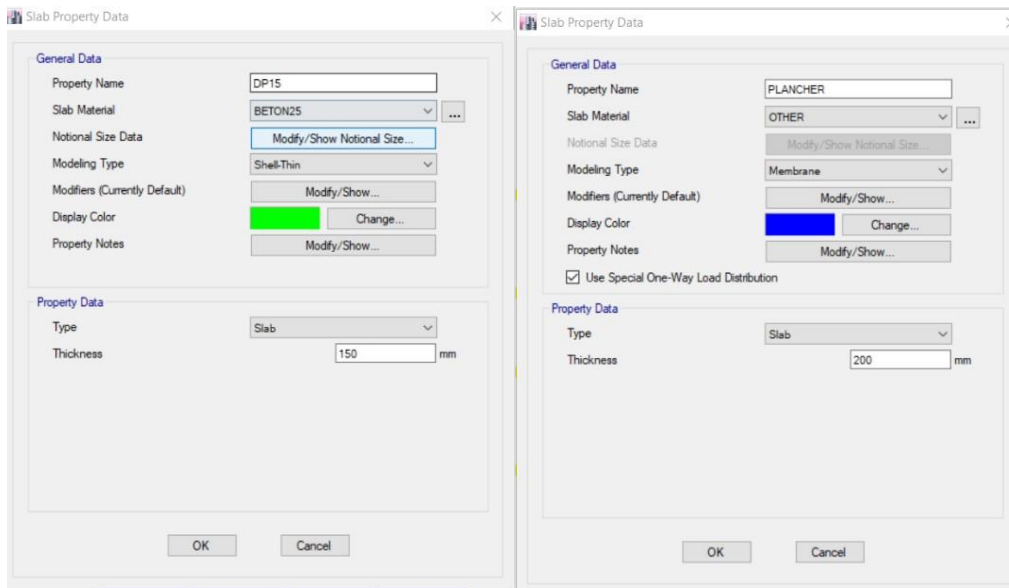
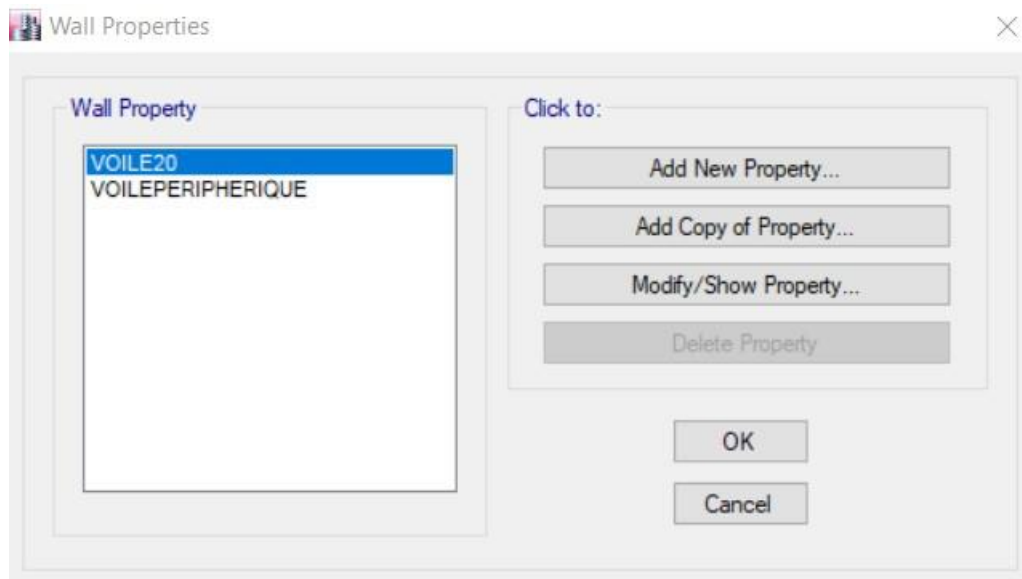


Figure IV 10: Les planchers en corps creux et les dalles pleines.

Les caractéristiques géométriques des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Wall property** ».



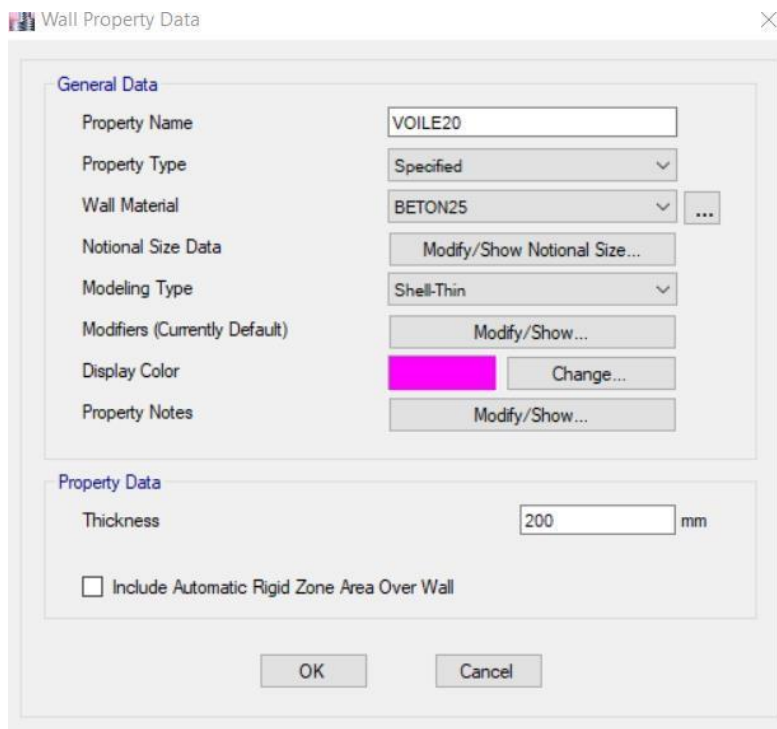
**Pour les voiles.**

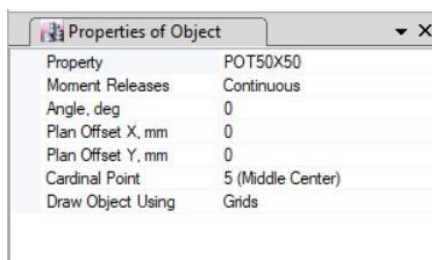
Figure IV 11: Voiles de contreventement et voiles peripheriques.

#### IV.2.1.4 Affectations des éléments.

##### 1. Les poteaux.

Le cheminement à suivre pour modéliser les poteaux : « **Draw – Quick Draw columns**

**(Plan, 3D)** ». Pour les modéliser, il suffit de faire un simple clic sur les emplacements des poteaux.



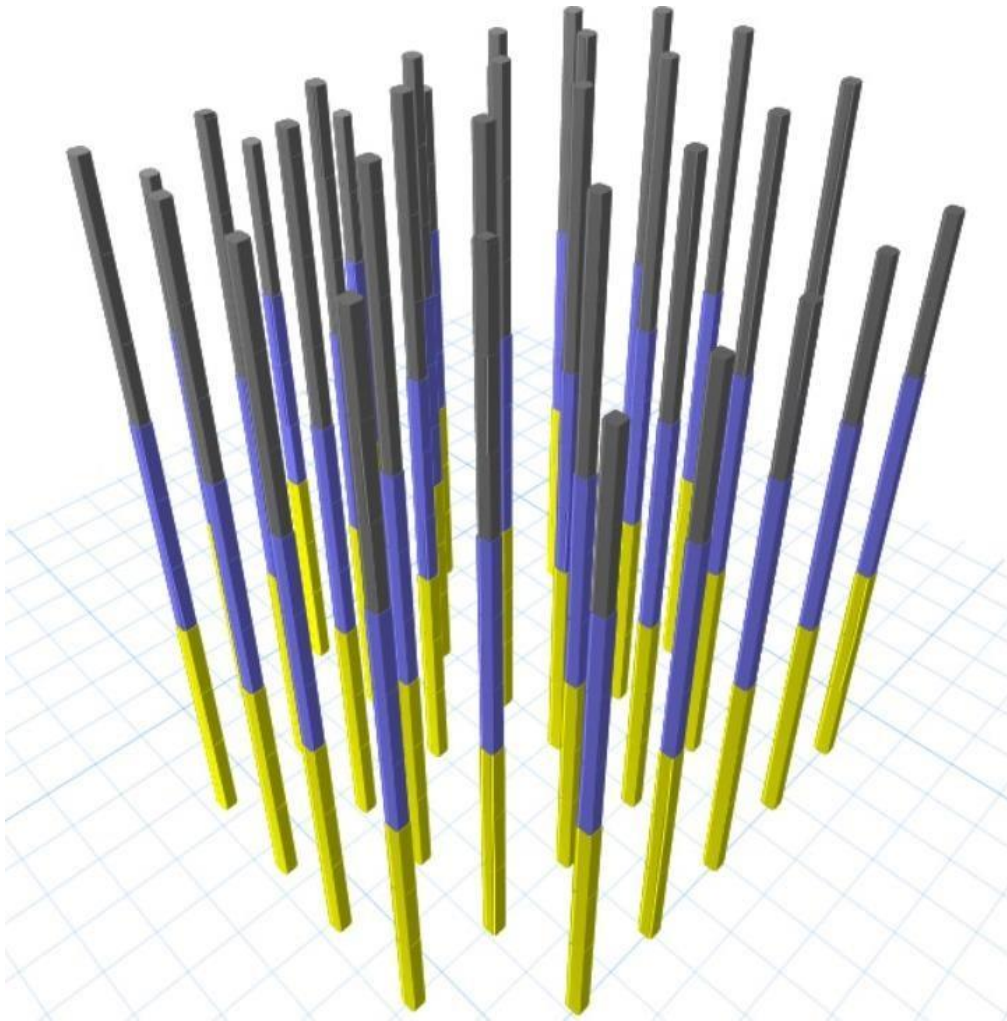
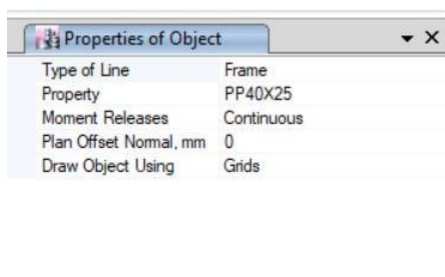


Figure IV 12: Visualisation en 3D des poteaux.

## 2. Les poutres.

L'affectation des poutres aux lignes de construction se fait en passant par le cheminement suivant « **Draw \_ Quick Draw beams / columns (Plan, Elev, 3D)** ». Pour les modéliser, il suffit de les affecter sur les lignes de constructions conformément au Plan et c'est la boîte de dialogue intitulée « **Properties of Object** » qui permet de choisir les poutres préalablement définies.



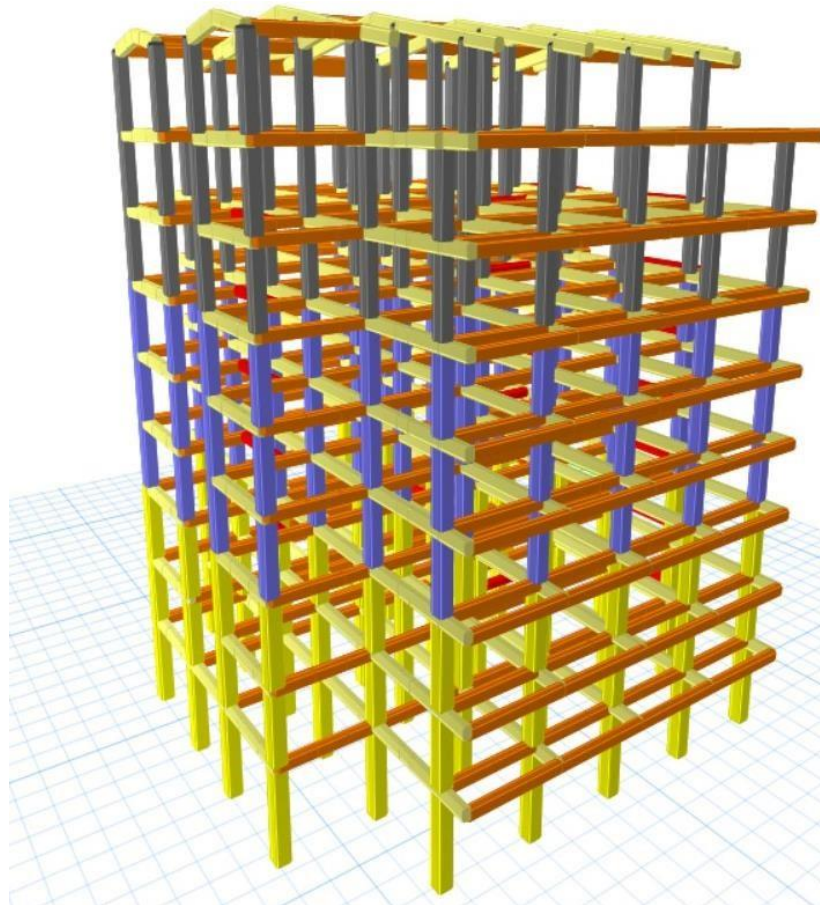


Figure IV 13: Visualisation en 3D des poutres et des poteaux.

### 3. Plancher en corps creux et Dalles pleines.

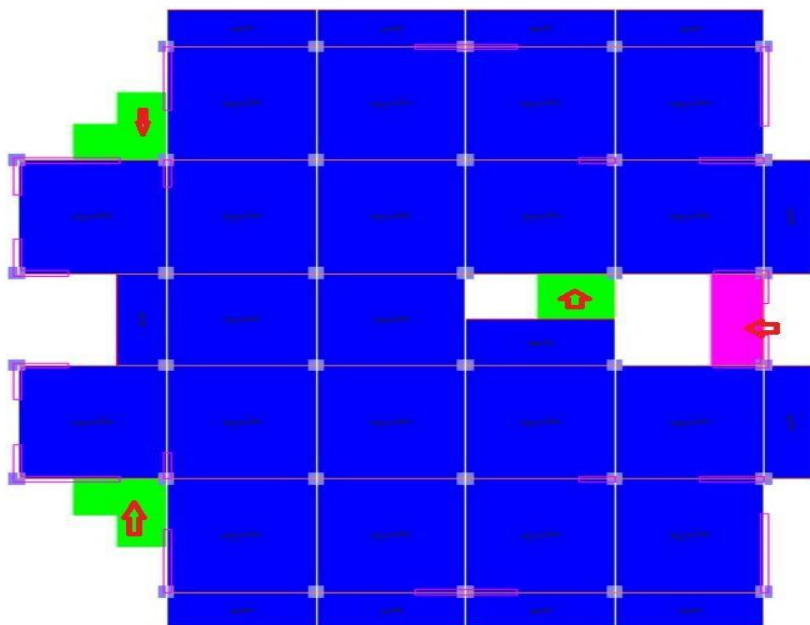


Figure IV 14: Représentation du plancher en corps creux et la dalle pleine.

#### 4. Les voiles.

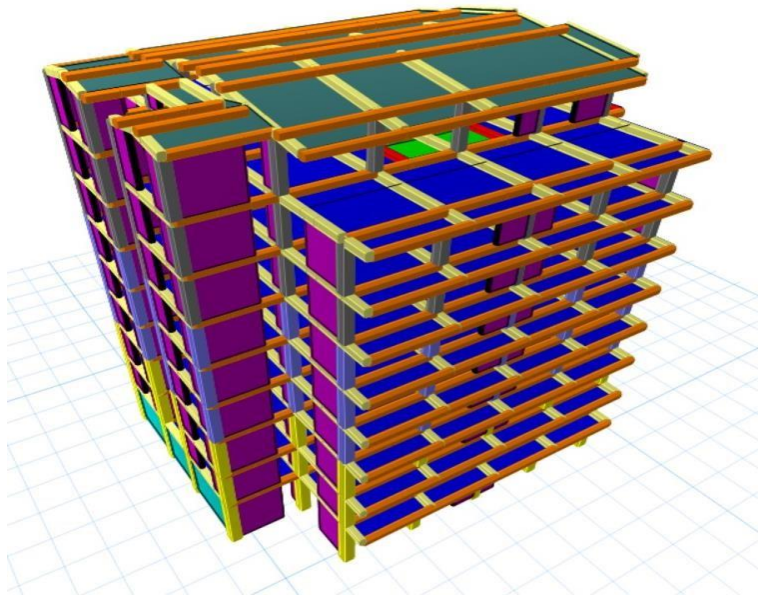
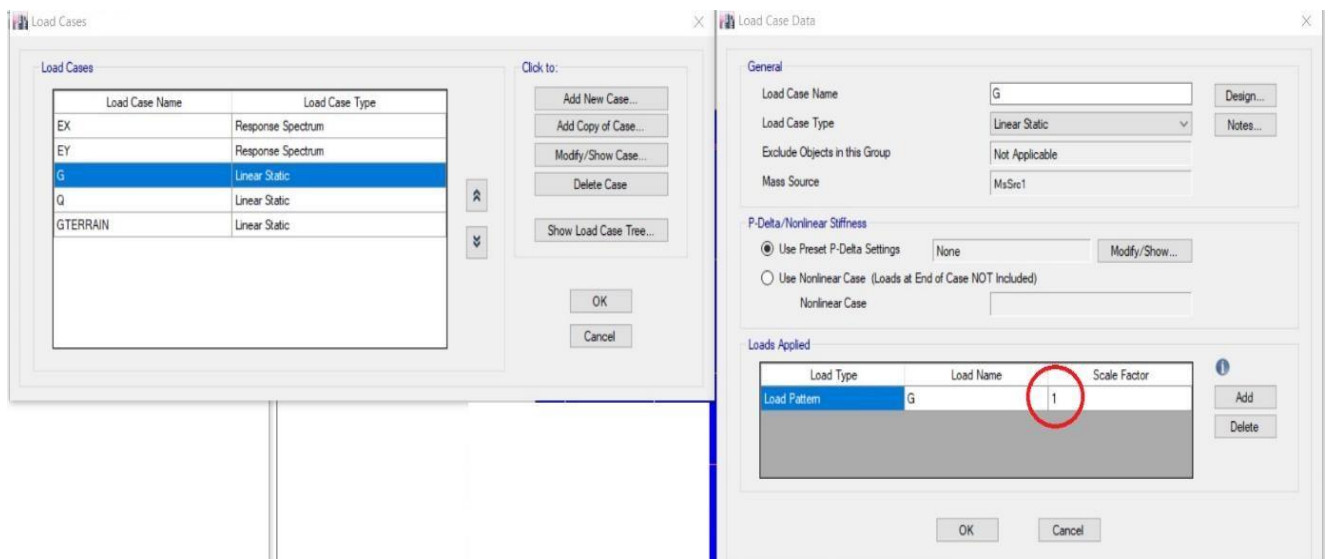


Figure IV 15: Représentation en 3D des voiles.

### IV.2.1.5 Les charges gravitationnelles et dynamiques.

#### 1. Les Charges gravitationnelles (G et Q).

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est suivante « **Define static load cases** », une boîte de dialogue intitulée « **Define static load case names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



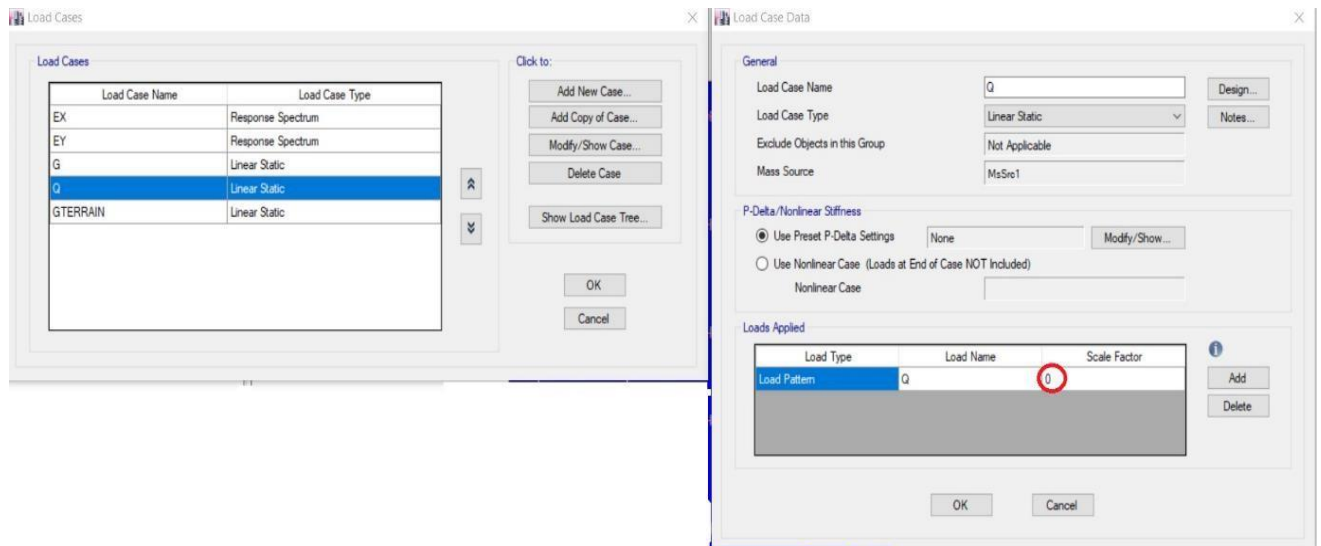


Figure IV 16: Les charges G et Q.

**Remarque :** En introduisant la valeur 1 dans scale factor, le logiciel prend en compte le poids des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

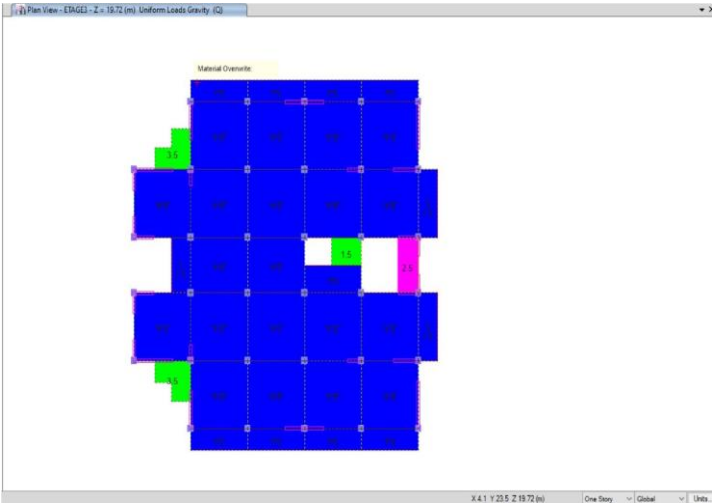
➤ **Charges gravitationnelles pour les éléments surfaciques.**

Pour introduire ces charges, il faut :

- Sélectionner les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie, la procédure à suivre est « **Assign \_ Shell area load \_ Uniform** » ; Par la suite, il faut introduire le type de charges (permanentes G ou d'exploitation Q, Force ou moment), son intensité et sa direction.

Exemple.



La valeur de Q sur le plancher du 3émé Etage. (1.5KN).

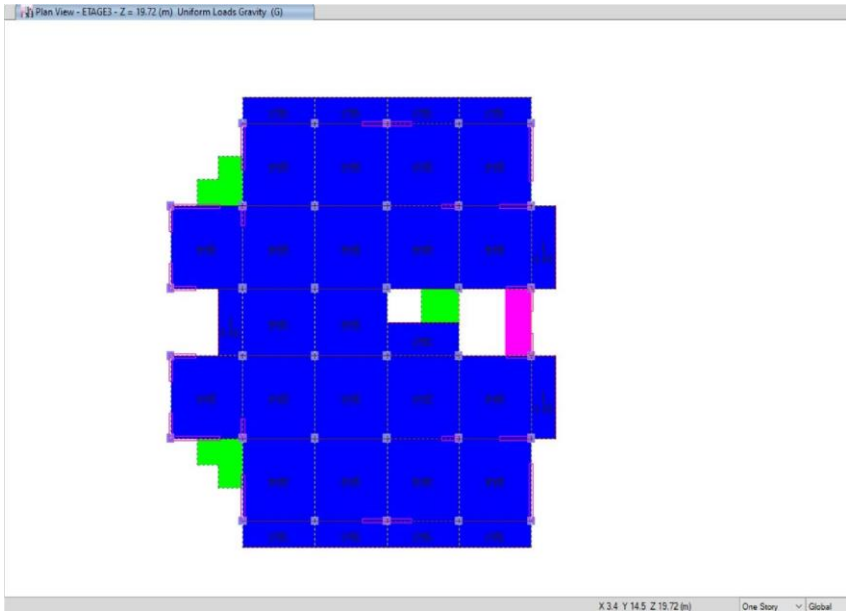



Figure IV 18: L'intensité de la charge G au 3eme Etage sur Etabs17.

La valeur de la charge G au 3eme Etage. (5.06KN)

## 1. Les Charges dynamiques (Ex et Ey).

Pour introduire le chargement dynamique ; Il faut :

### ➤ Définir le spectre de réponse.

Le spectre de réponse est définie grâce à l'application externe  qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure tel que :

- ✦ La Zone.
- ✦ Groupe d'usage.
- ✦ Coefficient de comportement.
- ✦ Facteur de qualité.
- ✦ Remplissage et site d'implantation.

Une fois que l'on a créé le spectre de réponse sous forme d'un fichier, il peut être importé vers ETABS.

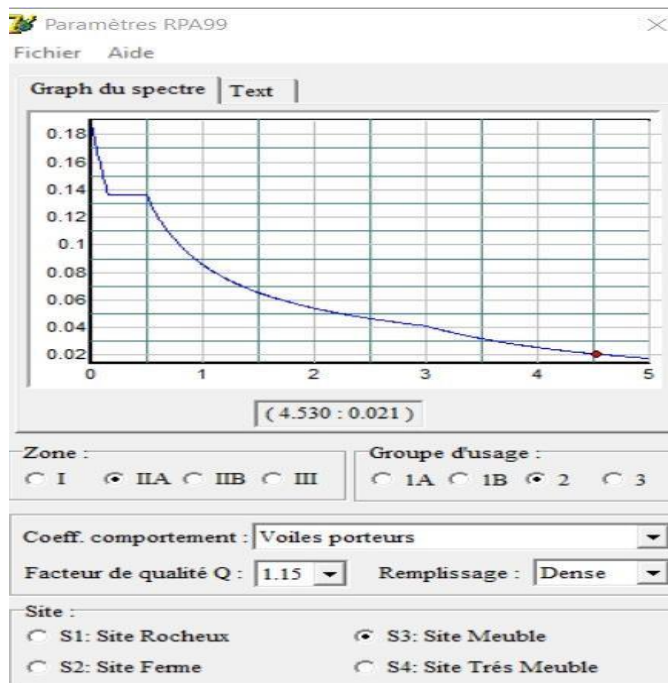


Figure IV 19: Le spectre de réponse.

### ➤ Introduire le spectre.

Après sa création, le spectre de réponse doit être introduit dans ETABS suivant ce cheminement « **Define \_ Functions \_ Response Spectrum** ».

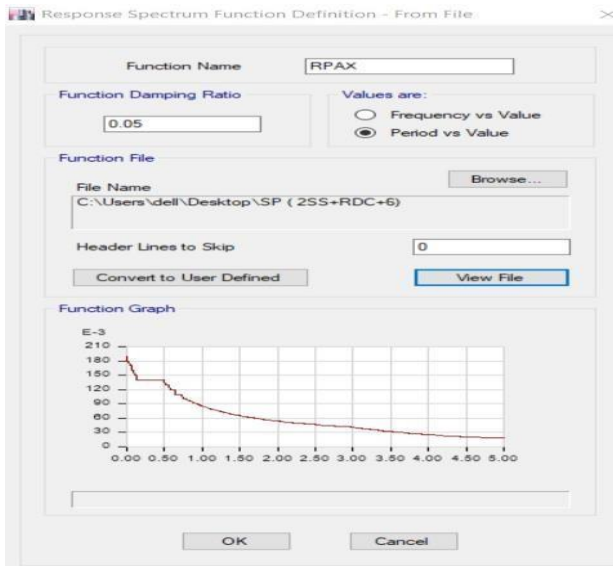
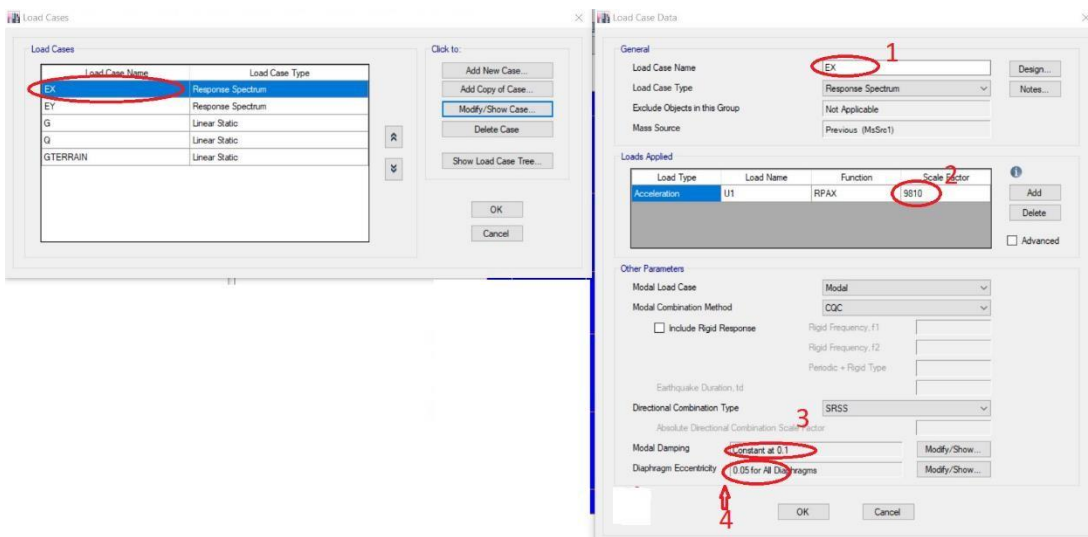


Figure IV 20: Le spectre de réponse sur Etabs17.

➤ Définir les charges sismiques.

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant X et Y, et une composante verticale suivant l'axe Z négligée en raison de l'impact non significatif qu'il peut produire dans la structure. Dans ETABS, on introduit Ex et Ey en passant par :

« Define \_ Load Cases »



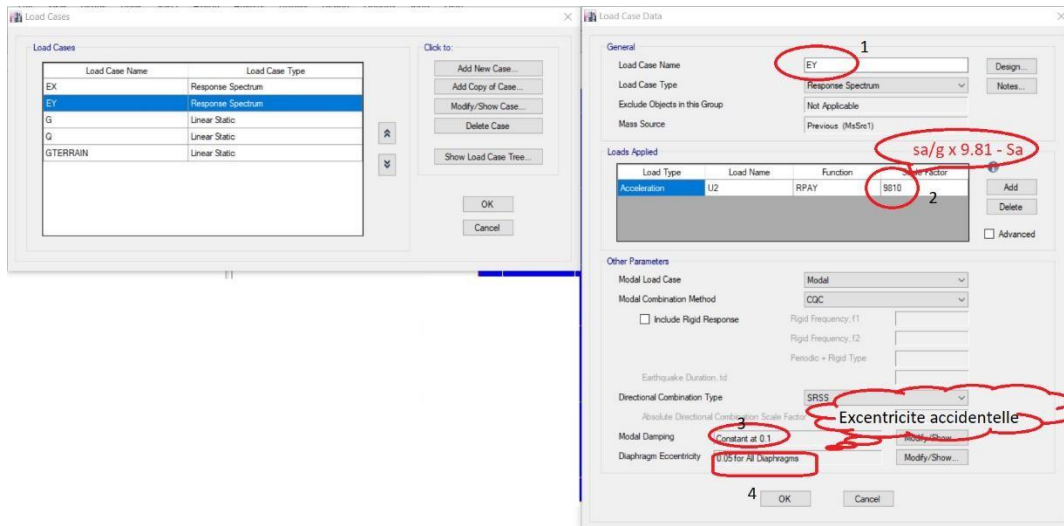


Figure IV 21: Introduction de Ex et Ey sur Etabs17.

### IV.2.1.6 Combinaisons d’actions.

Les combinaisons des charges utilisées :

- ✦ Combinaisons de charges à L’ELU. (1.35G +1.5Q).
- ✦ Combinaisons de charges à L’ELS. (G +Q).
- ✦ Les combinaisons selon le RPA99/2003.

$$\left[ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

La combinaison pour le poids. ( $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ).

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d’exploitation.

E : Action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d’exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. ( $\beta=0.20$ )

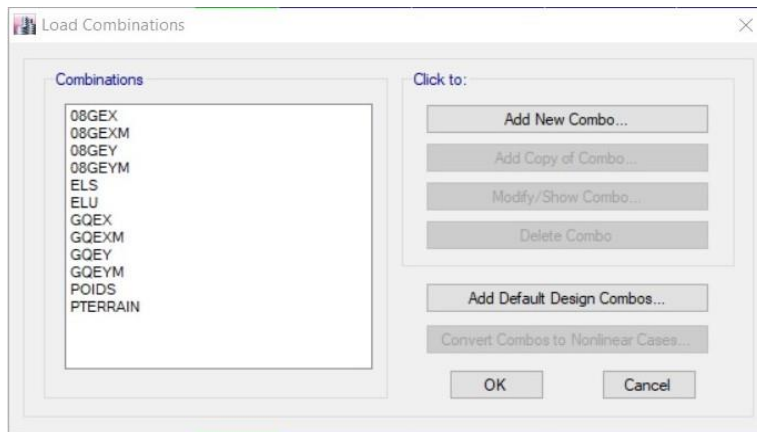


Figure IV 22: Combinaisons de charges sur Etabs17.

### ➤ L'Encastrement.

#### Appuis.

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, Appui simple, Appui double l'encastrement) est la suivante :

Sélectionner les nœuds à la base de la structure, ensuite, on applique le chemin ci-dessous.

#### Assign \_ join\_ Restreints.

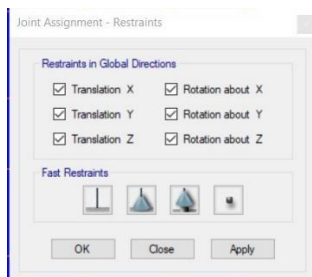


Figure IV 23: Types d'appuis.

Remarque : Tous les nœuds au niveau de la base de la structure doivent être encastrés pour assurer la liaison entre la fondation et les poteaux.

#### IV.2.1.7 Diaphragmes.

Avant de définir les diaphragmes, on doit d'abord spécifier la source de la masse « Mass source » ; pour se faire, le cheminement est le suivant : « **Define \_ Mass Source** » .

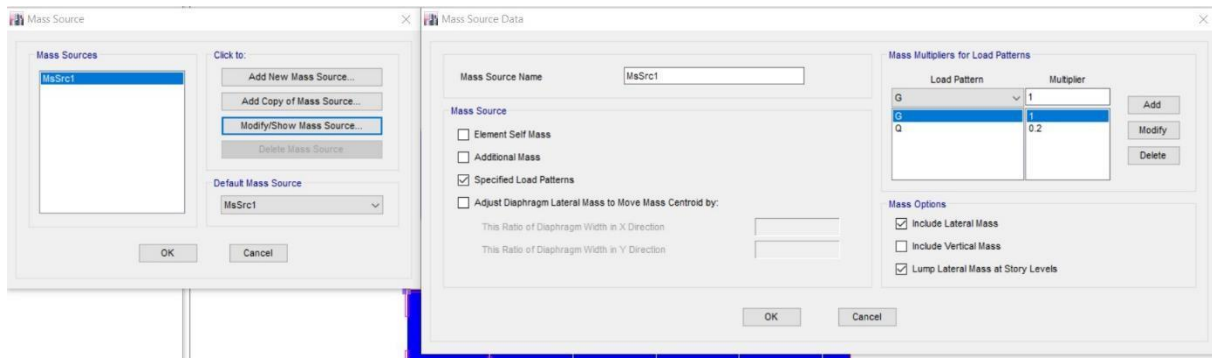


Figure IV 24: Mass source (Etabs17).

Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define \_ Diaphragms** », sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » et enfin cocher « **Rigid** » et le logiciel définira automatiquement le nœud maitre. Pour les autres étages, c'est la même procédure et le nombre des diaphragmes égal aux nombres de niveaux du bâtiment.

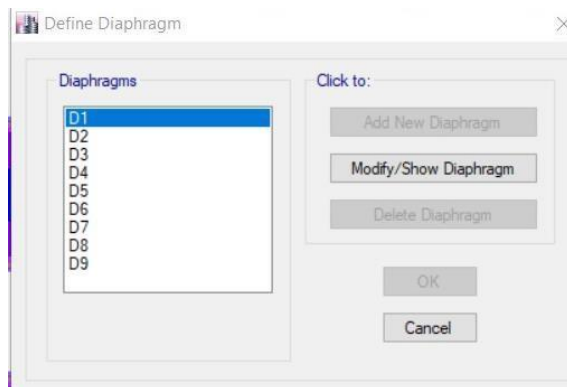


Figure IV 25: Nombres de diaphragmes. (Etabs17).

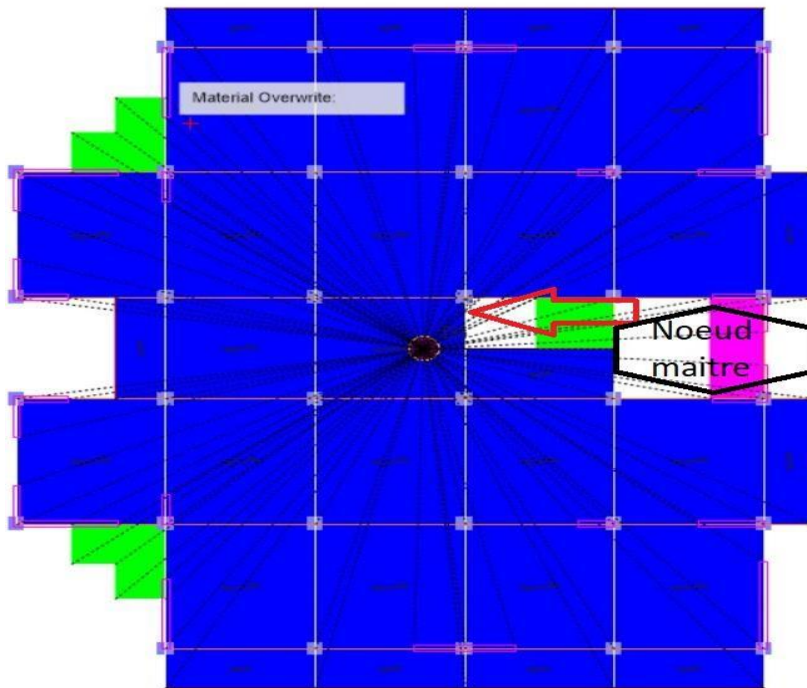


Figure IV 26: Diaphragme sur Etabs.

### ➤ L'analyse.

Après avoir effectué toutes étapes citées si haut, on doit démarrer l'analyse pour pouvoir exploiter les résultats afin de dimensionner tous les éléments de la structure de façon optimale en tenant compte de l'aspect sécuritaire et économique.

Le cheminement à suivre « **Analyze\_ Run Analysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

L'analyse va nous permettre de cerner le comportement dynamique de la structure et visualiser les résultats afin d'assurer la vérification vis-à-vis des exigences du Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).

### IV.3 Optimisation selon les règles parasismique Algérien (RPA 99/2003).

On doit s'assurer que les normes de constructions parasismiques sont rigoureusement respectées ; et pour ce faire, les règles parasismiques Algériens exigent la satisfaction des conditions suivantes :

Participation modale (Article 4.3.4).

Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6)

Stabilité au renversement (Article 4.41).

Justification vis-à-vis de l'effet  $p-\Delta$  (Article 5.9)

Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10).

Sollicitations normales. (Article 7.4.3.1).

### IV.3.1 Choix de la méthode de calcul.

Etant donné que le bâtiment ne répond pas aux critères de régularité en Plan et en élévation, le choix se porte sur la méthode d'analyse modale spectrale.

Le principe est de rechercher pour chaque le mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T1} \left[ 2.5\dot{\eta} \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\dot{\eta} (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5\dot{\eta} (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{T} \right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3s \\ \left( 2.5\dot{\eta} (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{T} \right)^{2/3} \right) \frac{3^{5/3}}{T} & T > 3s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

$\dot{\eta}$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\dot{\eta} = \sqrt{7/2} + \xi \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

### IV.3.2 Participation modale.

#### IV.3.2.1 Résultats sur la période et les quantités de masses de la structure.

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Nature
	Sec						
1	0.622	0.5962	0.0003	0.5962	0.0003	0.0813	Trans X - X
2	0.555	0.0001	0.6469	0.5963	0.6472	0.0076	Trans Y- Y
3	0.458	0.049	0.007	0.6453	0.6542	0.5513	Torsion
4	0.163	0.1477	0.0008	0.7931	0.655	0.015	
5	0.142	0.003	0.1551	0.7961	0.8101	0.0001	
6	0.116	0.0116	0.0043	0.8078	0.8144	0.1306	
7	0.079	0.0044	0.0267	0.8121	0.8412	0.0023	
8	0.075	0.0713	0.0078	0.8835	0.849	0.0011	
9	0.061	0.0092	0.0409	0.8927	0.8899	0.0187	
10	0.052	0.00002504	0.0161	0.8927	0.906	0.0465	
11	0.046	0.0459	0.0069	0.9386	0.9129	0.0013	
12	0.038	0.01	0.0278	0.9486	0.9408	0.0272	

Tableau IV 1 : Résultats de la participation modale.

#### IV.3.2.2 Interprétation.

Le premier et le deuxième mode de vibration sont des modes de translation suivant le sens « X » et « Y » mobilisant respectivement 59.62 % et 64.69% de la masse modale de la structure et le troisième mode de vibration est une torsion.

Le nombre de modes à prendre en considération est 11 modes, Car C'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions sont atteintes.

La période propre de la structure est de 0.62sec.

#### IV.3.2.3 Vérification de la période de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.050 \times 30.04^{\frac{3}{4}} = 0.64 \text{ sec}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_x}} ; T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_y}}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 30.04 \text{ m}}{\sqrt{22.10}} = 0.57 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 30.04 \text{ m}}{\sqrt{23.50}} = 0.56 \text{ sec}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left( C_T h_N^{\frac{3}{4}}, T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.56 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{\text{empirique}} = 0.73 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.62 \text{ sec} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.73 \text{ sec}$$

### IV.3.3 Système de contreventement.

Le RPA stipule que le système de contreventement est constitué des voiles porteurs quand ces derniers reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale (Le séisme) est reprise uniquement par des voiles.

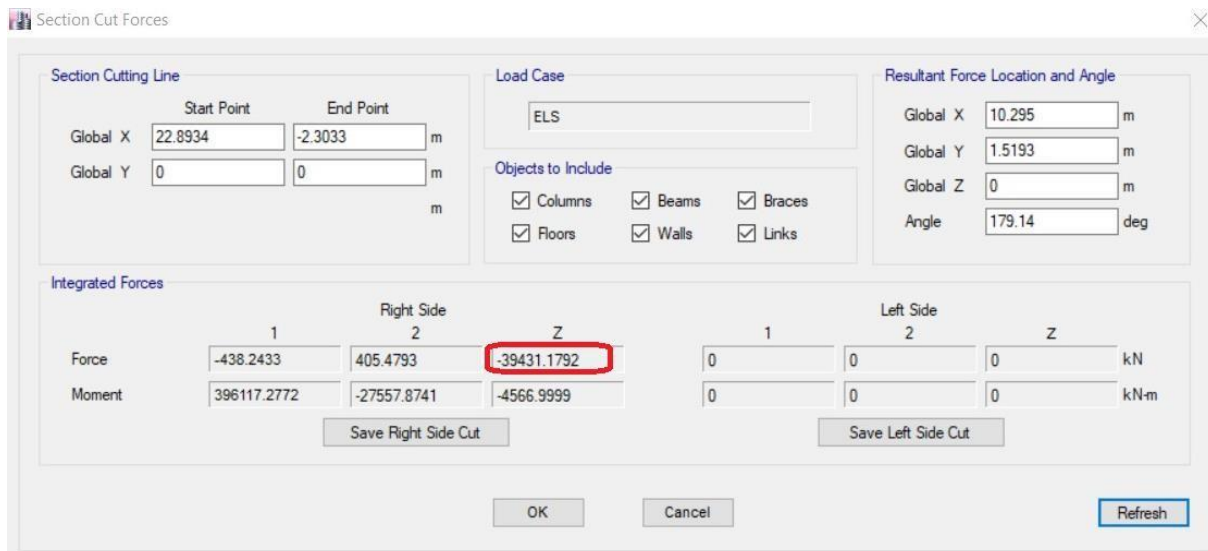


Figure IV 27: La valeur de l'effort normal à la base.

*Figure IV 28: La valeur de l'effort normal dans les voiles.*

Le ratio :  $\frac{19322.22}{39431.18} = 0.49$ .

Les sollicitations reprises par tout le squelette : 19322.22 KN

Les sollicitations reprises uniquement par les voiles : 39431.18 KN

$R = 3.5$  ; Car il s'agit d'un système de contreventement constitué par les voiles reprenant 49 % des sollicitations verticales.

### IV.3.4 Calcul de force sismique totale.

La force sismique totale est représentée par  $V$ , Elle est appliquée au niveau de la base de la structure et elle doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales. On fera une comparaison entre cette dernière avec la résultante des forces sismiques à la base  $V(\text{Etabs})$  obtenue par combinaison des valeurs modales.

Selon le RPA,  $V(\text{Etabs})$  ne doit pas être inférieur à 80% de  $V(\text{MSE})$  et si  $V(\text{Etabs}) < 0.80V(\text{MSE})$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (Forces, déplacements, moments) dans le rapport  $0.8 V(\text{MSE})/V(\text{Etabs})$ .

$V(\text{MSE})$  : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$V(\text{Etabs})$  : La résultante des forces sismiques déterminée par le Logiciel Etabs17.

Story	Load Case/Combo	Location	P (kN)	VX (kN)	VY (kN)	T (kN-m)	MX (kN-m)	MY (kN-m)
1ER SS	EY Max	Bottom	0	147.1597	3082.2461	39531.0685	50440.5332	1927.8768
2ESS	EX Max	Top	0	2788.9832	175.2516	31637.4352	1723.5473	43876.9807
2ESS	EX Max	Bottom	0	2788.9832	175.2516	31637.4352	2241.5864	54785.4295
2ESS	EY Max	Top	0	175.2517	3134.6679	40143.3761	50440.5332	1927.8768
2ESS	EY Max	Bottom	0	175.2517	3134.6679	40143.3761	62832.2974	2485.1717

Figure IV 29: Les valeurs de l'effort tranchant à la base.

$V_x$  (Etabs) = 2788.98KN  $V_y$

(Etabs) = 3134.67KN

**IV.3.4.1 Détermination de la résultante selon La méthode statique équivalente.**

$V_x$  (MSE) =  $\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure est située dans la zone IIa, groupe 2.

$A = 0.15$  (Tableau 4.1).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7.$

$\xi = 10$  (Béton armé / maçonnerie).

$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76.$

$T_2 = 0.50\text{sec}$

$T = 0.62\text{sec}$

$T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.5 \times 0.76 \times (0.50/0.62)^{\frac{2}{3}} = 1.65$

Q : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La Valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^{61} Pq_x$

Critères	Valeurs de Pq	
	X	Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en Plan	0	0.05
Régularité en Plan	0	0.05
Régularité en Elévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Pqx= 0.05	Pqy =0.15

Tableau IV 2: Les valeurs de Q.

$$Q_x = 1+0.05 = 1.05$$

$$Q_y = 1+0.15 = 1.15$$

**Poids de la structure, (W).**

Grace à la combinaison poids donnée par le RPA, On peut avoir la valeur du poids sur Etabs.

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
POIDS	-681.9556	961.3582	41782.2792	485896.293	-464547.1959	13400.7902	0	0	0

Figure IV 30: Le poids de la structure sur Etabs 17.

$$W = 41782.28KN$$

$$V_x (MSE) = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.05}{3.5} 41782.28 \text{ KN} = 3102.33 \text{ KN}$$

$$V_y (MSE) = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.15}{3.5} 41782.28 \text{ KN} = 3397.79 \text{ KN}$$

$$V_x (Etabs) = 2788.98KN$$

$$V_y (Etabs) = 3134.67KN$$

$$0.8 V_x (MSE) = 2481.86KN$$

$$0.8 V_y (MSE) = 2718.23 \text{ KN}$$

**V (Etabs) > 0.8 V(MSE). Condition vérifiée.**

### IV.3.5 Sollicitations normales.

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc.f_{cj}} \leq 0.3$$

Nd : Effort normal de calcul sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes s'exerçant sur une section de béton (Tirer d'Etabs).

Bc : La section du béton

f<sub>cj</sub> : Résistance caractéristique du béton

#### ➤ Combinaisons d'actions sismiques.

G + Q ± E

0.8 G ± E

$$v = \frac{1537.17 \text{ KN}}{2500 \text{ cm}^2 \times 2.5 \text{ KN/cm}^2} = 0.24 < 0.3$$

#### Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Sections	Effort normal (Nd).	v	Observation
9e	40 X 40	425.76 KN	0.11	Condition vérifiée
8e	40 X 40			
7é	40 X 40			
6é	45 X 45	902.96 KN	0.17	Condition vérifiée
5é	45 X 45			
4é	45 X 45			
3é	50 X 50	1537.17 KN	0.24	Condition vérifiée
2é	50 X 50			
1er	50 X 50			

Tableau IV 3: L'effort normal réduit.

L'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux de la structure conformément à l'article .7.4.3 du RPA99/2003, donc, la structure est exempte de tout risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

### IV.3.6 Vérification au renversement.

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1.5 M_r$$

M<sub>r</sub> : Moment renversant obtenu via Le logiciel Etabs.

M<sub>s</sub> : Moment stabilisant.  $M_s = W \frac{L}{2}$

W : Poids total du bâtiment.

Moment stabilisant dans le sens X – X :  $M_{sx} = 41782.28 \text{ KN} \times \frac{22.15 \text{ m}}{2} = 462738.75 \text{ KNm}$

Moment stabilisant dans le sens Y – Y :  $M_{sy} = 41782.28 \text{ KN} \times \frac{23.50m}{2} = 490941.79 \text{ KNm}$

Moment renversant dans le sens X – X :  $M_{rx} = 62832.30 \text{ KNm}$

Moment renversant dans le sens Y – Y :  $M_{ry} = 54785.43 \text{ KNm}$

$M_{sx} = 462738.75 \text{ KNm} > 1.5 \times M_{rx} = 94248.45 \text{ KNm}$  Condition vérifiée.

$M_{sy} = 490941.79 \text{ KNm} > 1.5 \times M_{ry} = 82178.15 \text{ KNm}$  Condition vérifiée.

### IV.3.7 Déplacement inter-etages.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Niveau	Hk (m)	Sens X - X			Sens Y - y			$\Delta k_{adm} = 1\% \times \frac{H_k}{100}$ (m)	$\Delta k_{adm} \leq \Delta k$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$ (m)		
Toiture	4.2	0.013	0.047	0.006	0.012	0.043	0.005	0.042	CV
5eme	3.06	0.012	0.041	0.006	0.011	0.038	0.007	0.031	
4eme	3.06	0.010	0.035	0.006	0.009	0.032	0.005	0.031	
3eme	3.06	0.008	0.029	0.007	0.008	0.027	0.007	0.031	
2eme	3.06	0.006	0.022	0.007	0.006	0.020	0.006	0.031	
1er	3.06	0.004	0.015	0.006	0.004	0.014	0.006	0.031	
RDC	3.4	0.003	0.009	0.005	0.002	0.008	0.005	0.034	
1er SS	3.06	0.001	0.004	0.003	0.001	0.003	0.002	0.031	
2eme SS	4.08	0.000	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001	0.041	

Tableau IV 4: Justification de la déformée.

IV.3.8 Justification vis à vis de L'effet P – Δ.

Les effets du 2° Ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	Sens X - X					Sens Y - Y				θk ≤ 0.1
	Hk	Pk (KN)	Vk (KN)	Δk (m)	θk	Pk (KN)	Vk (KN)	Δk (m)	θk	
Toiture	4.2	2 808.07	201.72	0.006	0.020	2 808.07	223.68	0.005	0.016	CV
5eme	3.06	7 282.68	1 012.17	0.006	0.014	7 282.68	1 150.39	0.007	0.014	
4eme	3.06	11 966.36	1 484.87	0.006	0.017	11 966.36	1 702.61	0.005	0.011	
3eme	3.06	16 760.48	1 869.22	0.007	0.019	16 760.48	2 147.41	0.007	0.017	
2eme	3.06	21 554.61	2 180.22	0.007	0.021	21 554.61	2 506.78	0.006	0.018	
1er	3.06	26 348.73	2 418.71	0.006	0.021	26 348.73	2 779.56	0.006	0.017	
RDC	3.4	31 382.52	2 593.57	0.005	0.019	31 382.52	2 971.50	0.005	0.015	
1er SS	3.06	36 126.94	2 711.56	0.003	0.014	36 126.94	3 082.25	0.002	0.009	
2eme SS	4.08	41 782.28	2 788.98	0.001	0.004	41 782.28	3 134.67	0.001	0.002	

Tableau IV 5: Justification vis à vis de l'effet P – D.

## **Chapitre 5 : Les éléments structuraux.**

## **V.1 : Les poteaux.**

### **V.1.1 : Introduction.**

En raison de l'imprévisibilité de l'action sismique sur la structure, pour le calcul des poteaux ; il faudra assurer la résistance et la stabilité du bâtiment. Les poteaux sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fera donc en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable.

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$  à L'ELU.

$G+Q$  à L'ELS.

$G+Q \pm ERPA9/2003$ .

$0.8G \pm E$  RPA 2003.

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

Effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et les moments «  $M_2$  » et «  $M_3$  » Correspondants.

Effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).

Moments fléchissant maximaux «  $M_2$  » et «  $M_3$  » ainsi que leurs efforts normaux «  $N$  » correspondant.

### **V.1.2 : Calcul des armatures.**

#### **V.1.2.1 : Armatures longitudinales.**

Les sections des armatures des poteaux sont déterminées par zone, il y a :

Zone 1 : Du 2<sup>ème</sup> SS au RDC. Poteaux 50x50 cm<sup>2</sup>.

Zone 2 : Du 1<sup>er</sup> étage au 3<sup>ème</sup> Etage Poteaux 45 x45cm<sup>2</sup>.

Zone 3 : Du 4<sup>ème</sup> étage au 6<sup>ème</sup> Etage. Poteaux 40 x40 cm<sup>2</sup>.

A l'aide de logiciel de ferrailage SOCOTEC, les résultats de calcul sont détaillés dans un tableau ci-dessous.

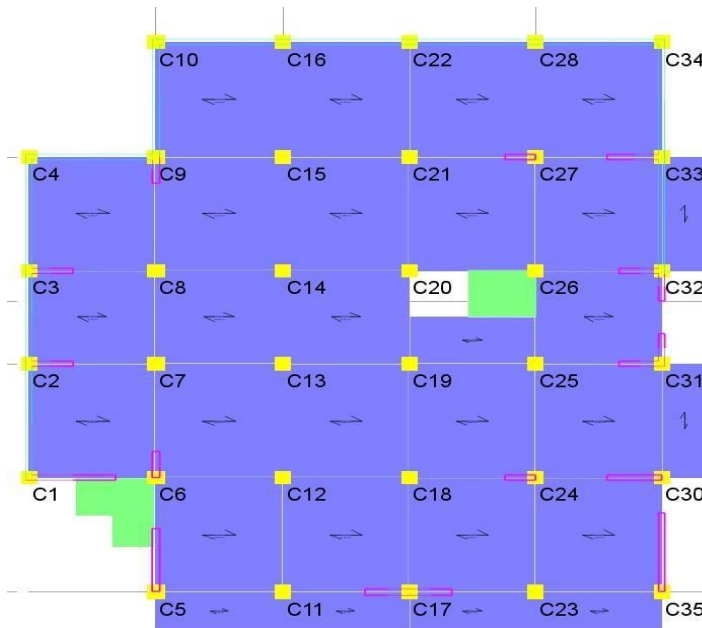
Par ailleurs, le plan de repérage nous permet de localiser de façon précise quel poteau et à quel niveau ce poteau subit les sollicitations le plus défavorables sous une combinaison donnée.

### Exemple.

Dans la zone 1, le poteau C25 du 1ere SS est sollicité par un effort de compression « Nmax » égal à 467.95 avec « M2 Corr » et « M3corr » respectivement égal à « 31.73 KNm » et « 3.45 KNm » sous la combinaison sismique « 0.8GEX ».

### Plan de repérage des poteaux.

Figure V 1: Schémas pour localiser les poteaux.



Niveau	Zone	Section (Cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KNm)	Localisation et combinaisons.	Asc (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	Observation	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix de barres	Aadoptée(cm <sup>2</sup> )
2eme SS	Zone I	50X50	Nmax = 467.95	M2Corr=31.73	C25, 1er SS ,0.8GEX	4.05	7.65	SET	20	2(4HA20+2HA20)	37.68
				M3Corr= 3.45		5.65	6.05	SET			
1er SS			Nmin = 1781.75	M2Corr=2.59	C15, 2e SS, ELU	0	0	SEC			
				M3Corr= -0.26		0	0	SEC			
RDC			Ncorr= 161.31	M2 max=53.92	C25, RDC, GQEXM	0	5.02	SPT			
	Ncorr=- 835.53	M3max=57.86	C28, RDC, GQEXM	0		0	SEC				
1er Etage	Zone II	45X45	Nmax = 199.20	M2Corr= 46.25	C26, Etage1,0.8GE X	0	5.11	SPT	16.2	2(4HA20+2HA20)	37.68
				M3Corr=16.44		1.56	3.42	SET			
2eme Etage			Nmin = 1070.05	M2Corr= -1.38	C12, Etage1, ELU	0	0	SEC			
				M3Corr= 1.49		0	0	SEC			
3eme Etage			Ncorr= 226.91	M2 max=58.68	C25, Etage 3, GQEYM	0	0.65	SPC			
	Ncorr = 598.32	M3max= 53.73	C11, Etage 1, GQEXM	0		0	SEC				
4eme Etage	Zone III	40 X 40	Nmax =42.12	M2Corr= 26.09	C25-1, Etage6,0.8GE x	0	2.34	SPC	12.8	2(4HA16+2HA16)	24.12
				M3Corr= 5.13		0.15	0.9	SET			
5eme Etage			Nmin= -491	M2Corr= -3.50	C7, Etage4, ELU	0	0	SEC			
				M3Corr=-7.68		0	0	SEC			
6eme Etage			Ncorr= 143.45	M2 max = 43.81	C7-1, Etage6, GQEyM	0	1.17	SPC			
	Ncorr=-92.85	M3max= 56.60	C23, Etage5, GQExM	0		2.73	SPC				

Tableau V 1: Les efforts internes dans les poteaux.

## V.1.2.2 : Recommandations du RPA pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2) [13]

### ➤ Les armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

-0,8% en zone II

Leur pourcentage maximal sera de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40  $\phi$  en zone I et II.

Section (Cm <sup>2</sup> )	Amin=0.8%bh (Cm <sup>2</sup> )	Amax		Longueur de recouvrement
		Zone de recouvrement. Amax= 6%bh (cm <sup>2</sup> )	Zone courante. Amax =4% bh(cm <sup>2</sup> )	
50 x 50	20	150	100	80cm
45 X 45	16.2	121.5	81	
40 X 40	12.8	96	64	

*Tableau V 2: Vérification de sections d'armature.*

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données par l'expression suivante :

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$$

$$\text{Avec } h_e = 408\text{cm} - 35\text{cm} = 373\text{cm}$$

Zone nodale :

$$h' = \text{max} (373/6 ; 50\text{cm} ; 60\text{cm}) ; h' = \text{max} (62.17 \text{ cm} ; 50\text{cm} ; 60\text{cm})$$

$$h' = 65\text{cm}$$

### ➤ Armatures transversales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Vu est l'effort tranchant de calcul

h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute –

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

-  $St$  est l'espacement des armatures transversales.

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone II}$$

Dans la zone courante :

$$St \leq 15 \phi_l \text{ en zone II}$$

Où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec  $a$ , dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

### **Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,73\text{m}}{0,50\text{m}} = 5,22$$

$$\rho_a = 2,5 \text{ car } \lambda_g > 5,71$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5, \text{ alors } \frac{A_t}{St b_1} = 0,3\%$$

Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (10 \times 2\text{cm}; 15\text{cm})$$

$$St = 8 \text{ cm}$$

$$A_t = 8\text{cm} \times 50\text{cm} \times 0,3\% = 1,2\text{cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$St \leq 15 \phi_l ; St \leq 15 \times 2\text{cm} = 30\text{cm}$$

$$St = 10\text{cm}.$$

$$A_t = 10\text{cm} \times 50\text{cm} \times 0.3\% = 1.5\text{cm}^2$$

➤ **Diamètre des barres (BAEL 91 modifié 99/Art.8.1.3).**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.7\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

Choix :

$A_t$  adoptée =  $2.01\text{cm}^2$  ; soit : 4HA8 (une épingle + un cadre).

**Dans la zone nodale :**

$A_t = 1.2\text{ cm}^2 < A_t$  adoptée =  $2.01\text{cm}^2$ . → **La condition est vérifiée.**

**$S_t = 8\text{cm}$  dans la zone nodale.**

**Dans la zone courante :**

$A_t = 1.5\text{ cm}^2 < A_t$  adoptée =  $2.01\text{cm}^2$

**$S_t = 10\text{cm}$  dans la zone courante.**

**Poteaux (45 x 45) cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.71\text{m}}{0.45\text{m}} = 4.22$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Car, } \lambda_g > 5$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  ; apres interpolation ;  $\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.5\%$

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min} (10 \times 2\text{cm}; 15\text{cm}) \leq \text{min} (20\text{ cm}; 15\text{ cm})$$

$$S_t = 5\text{cm}$$

$$A_t = 5\text{cm} \times 45\text{cm} \times 0.5\% = 1.13\text{cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l ; S_t \leq 15 \times 1.4\text{cm} = 21\text{cm}$$

$$S_t = 7\text{cm}.$$

$$A_t = 7\text{cm} \times 45\text{cm} \times 0.5\% = 1.58\text{cm}^2$$

### **Diamètre des barres (BAEL 91 modifié 99/Art.8.1.3).**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

Choix :

At adoptée = 2.01cm<sup>2</sup> ; soit : 4HA8 (une épingle + un cadre).

Dans la zone nodale :

$$A_t = 1.13 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

**St = 5cm dans la zone nodale.**

Dans la zone Courante :

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**St = 7cm dans la zone courante.**

### **Poteaux 40 x 40 Cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.71\text{m}}{0.40\text{m}} = 3.74$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Car, } \lambda_g > 3.79$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  ; apres interpolation ;  $\frac{A_t}{St b_1} = 0.37\%$

Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (10 \times 1.6\text{cm}; 15\text{cm}) \leq \text{min} (16 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

$$St = 8 \text{ Cm}$$

$$A_t = 8\text{cm} \times 40\text{cm} \times 0.37\% = 1.18\text{cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$St \leq 15 \phi_l ; St \leq 15 \times 1.6\text{cm} = 24\text{cm}$$

$$St = 10\text{cm}.$$

$$A_t = 10\text{cm} \times 40\text{cm} \times 0.37\% = 1.48\text{cm}^2$$

### **Diamètre des barres (BAEL 91 modifié 99/Art.8.1.3).**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$$

$\varnothing t = 8\text{mm}$

Choix :

$A_t$  adoptée =  $2.01\text{cm}^2$  ; soit : 4HA8 (une épingle + un cadre).

Dans la zone nodale :

**$A_t = 1.18\text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2.01\text{cm}^2$ .**

**$St = 8\text{cm}$  dans la zone nodale.**

Dans la zone Courante :

**$A_t = 1.48\text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2.01\text{ cm}^2$**

**$St = 10\text{cm}$  dans la zone courante**

Niveau	Section (Cm <sup>2</sup> )	$\chi_g$	$\rho_a$	At (Cm <sup>2</sup> )		A adoptée	Choix	St (Cm)		$V_U$ (KN)
				Zone nodale	Zone courante			Zone nodale	Zone courante	
9eme	40x40	3.74	3.75	Zone nodale	Zone courante	2.01	4HA 8 (une épingle + un cadre)	Zone nodale	Zone courante	38.3
8eme				1.18	1.48			8	10	
7eme										
6eme	45 x45	4.22	3.75	1.13	<b>1.57</b>		4HA 8 (une épingle + un cadre)	5	7	41.51
5eme										
4eme										
3eme	50x50	5.22	2.5	<b>1.2</b>	<b>1.5</b>		4HA 8 (une épingle + un cadre)	8	10	55.17
2eme										
1er										

Tableau V 3: Les résultats sur les sections d'armatures transversales.

**V.1.3 : Vérifications.****V.1.3.1 : Sollicitations tangentés.**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}.$$

$\rho_d = 0.075$  ; si l'élancement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 0.04 dans le cas contraire.

$$\tau_{bu} = \frac{V_U}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}.$$

**Poteaux 50 X50 Cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda g = 5.22, \text{ alors ; } \rho_d = 0.075$$

$$d = 0.9h = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_{bu} = \frac{55.17 \text{ KN}}{50 \times 45 \text{ cm}^2} \times 10 = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 \text{ Mpa} = 1.89 \text{ Mpa}$$

$\tau_{bu} = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.89 \text{ Mpa}$ , Il n'y a aucun risque de cisaillement sous les sollicitations sismiques.

**Poteaux 45 X45 Cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda g = 4.22, \text{ alors ; } \rho_d = 0.04$$

$$d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\tau_{bu} = \frac{41.51 \text{ KN}}{45 \times 40.5 \text{ cm}^2} \times 10 = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 \text{ Mpa} = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_{bu} = 0.23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ Mpa}$ , Il n'y a aucun risque de cisaillement sous les sollicitations sismiques.

**Poteaux 40 X40 Cm<sup>2</sup>.**

$$\lambda g = 3.74, \text{ alors ; } \rho_d = 0.04$$

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_{bu} = \frac{38.3 \text{ KN}}{40 \times 36 \text{ cm}^2} \times 10 = 0.27 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 \text{ Mpa} = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_{bu} = 0.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ Mpa}$ , Il n'y a aucun risque de cisaillement sous les sollicitations sismiques.

### V.1.3.2 : Vérification à L'ELS.

Afin de simplifier le calcul, la vérification vis-à-vis de la condition de la non fragilité et celle vis-à-vis des contraintes à L'ELS a été effectuée par le logiciel Expert 2010.

Exemple sur le poteau 50 x 50cm<sup>2</sup> tel que donné par Le logiciel Expert 2010.

#### ➤ Calcul de Section en Flexion Composée.

#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :

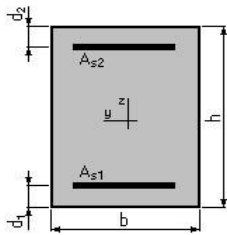


Figure V 2: Section des poteaux.

$b = 50.0$  (cm)

$h = 50.0$  (cm)

$d_1 = 3.0$  (cm)

$d_2 = 3.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1059.15	3.76
2.	ELS	1059.15	2.13
3.	ELS	376.16	10.27
4.	ELS	376.16	-6.14
5.	ELS	903.24	15.33

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 12.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 12.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 25.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 125.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 1.00 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 1.00 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas :

##### Cas N° 1 : Type ELS $N = 1059.15 \text{ (kN)}$ $M = 3.76 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	3.93
Position de l'axe neutre :	$y = 717.8 \text{ (cm)}$
Bras de levier :	$Z = 22.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 3.8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

##### Contrainte de l'acier :

Comprimée :	$\sigma'_s = 57.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

##### Cas N° 2 : Type ELS $N = 1059.15 \text{ (kN)}$ $M = 2.13 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	3.99
Position de l'axe neutre :	$y = 1233.9 \text{ (cm)}$
Bras de levier :	$Z = 22.2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 3.8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

##### Contrainte de l'acier :

Comprimée :	$\sigma'_s = 56.3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

##### Cas N° 3 : Type ELS $N = 376.16 \text{ (kN)}$ $M = 10.27 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	8.96
Position de l'axe neutre :	$y = 114.5 \text{ (cm)}$
Bras de levier :	$Z = 24.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 1.7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

##### Contrainte de l'acier :

Comprimée :  $\sigma_s' = 24.5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$  (MPa)

**Cas N° 4 : Type ELS N = 376.16 (kN) M = -6.14 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 9.82  
Position de l'axe neutre :  $y = 174.1$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 23.4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1.5$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :  
Comprimée :  $\sigma_s' = 22.5$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$  (MPa)

**Cas N° 5 : Type ELS N = 903.24 (kN) M = 15.33 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 4.07  
Position de l'axe neutre :  $y = 168.5$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 23.5$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 3.7$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :  
Comprimée :  $\sigma_s' = 54.3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$  (MPa)

**Cas N° 6 : Type ELS N = 448.28 (kN) M = 6.22 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 8.42  
Position de l'axe neutre :  $y = 201.2$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 23.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1.8$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :  
Comprimée :  $\sigma_s' = 26.3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$  (MPa)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**V.1.3.3 : Condition de la non fragilité.**

Sections (cm <sup>2</sup> )	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KNm)	A min (Cm <sup>2</sup> )	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )	Observation
50 X 50	Nmax → M2 corr.	1059.15	3.76	25	37.68	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	1059.15	2.13			
	Nmin → M2 corr	376.16	10.27			
	Nmin → M3 corr	376.16	-6.14			
	Ncorr → M2 max	903.24	15.33			
	Ncorr → M3 max	448.28	6.22			
45X 45	Nmax → M2 corr	668.86	-13.99	20.300	37.68	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	668.86	-0.033			
	Nmin → M2 corr	210.10	15.77			
	Nmin → M3 corr	210.10	-9.05			
	Ncorr → M2 max	244.03	20.359			
	Ncorr → M3 max	225.59	8.59			
40 X40	Nmax → M2 corr	315.38	-2.44	16.000	24.12	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	315.38	-3.86			
	Nmin → M2 corr	16.34	13.42			
	Nmin → M3 corr	16.34	-16.23			
	Ncorr → M2 max	38.29	16.78			
	Ncorr → M3 max	29.77	15.66			

*Tableau V 4: Vérification vis à vis de la condition de non fragilité.*

### V.1.3.4 : Etat limite de compression du béton.

Sections (cm <sup>2</sup> )	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KNm)	Contrainte max du béton. $\sigma_{bmax}$ (Mpa)	Contrainte limite du béton. $\sigma_{blim}$ (Mpa)	Observation ( $\sigma_{bmax} < \sigma_{blim}$ )
50 X 50	Nmax → M2 corr	1059.15	3.76	3.8	15	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	1059.15	2.13	3.8		
	Nmin → M2 corr	376.16	10.27	1.7		
	Nmin → M3 corr	376.16	-6.14	1.5		
	Ncorr → M2 max	903.24	15.33	3.7		
	Ncorr → M3 max	448.28	6.22	1.8		
45X 45	Nmax → M2 corr	668.86	-13.99	3.5	15	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	668.86	-0.03	2.8		
	Nmin → M2 corr	210.10	15.77	1.6		
	Nmin → M3 corr	210.10	-9.05	1.3		
	Ncorr → M2 max	244.03	20.36	2.0		
	Ncorr → M3 max	225.59	8.59	1.3		
40 X40	Nmax → M2 corr	315.38	-2.44	1.9	15	Condition vérifiée.
	Nmax → M3 corr	315.38	-3.86	2.0		
	Nmin → M2 corr	16.34	13.42	1.0		
	Nmin → M3 corr	16.34	-16.23	1.2		
	Ncorr → M2 max	38.29	16.78	1.4		
	Ncorr → M3 max	29.77	15.66	1.3		

Tableau V 5: Vérification vis à vis de la contrainte limite du béton.

### V.1.3.5 : Contraintes dans les aciers

Sections(cm <sup>2</sup> )	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KNm)	Contrainte de l'acier comprimé. $\sigma'_s$ (Mpa)	Contrainte limite de l'acier. $\sigma_s$ Lim (Mpa).	Observation $\sigma'_s < \sigma_s$ lim.
50 X 50	Nmax → M2 corr	1059.15	3.76	57.00	400	Condition vérifiée
	Nmax → M3 corr	1059.15	2.13	56.30		
	Nmin → M2 corr	376.16	10.27	24.50		
	Nmin → M3 corr	376.16	-6.14	22.50		
	Ncorr → M2 max	903.24	15.33	54.30		
	Ncorr → M3 max	448.28	6.22	26.30		
45X 45	Nmax → M2 corr	668.86	-13.99	50.60	400	Condition vérifiée
	Nmax → M3 corr	668.86	-0.033	42.10		
	Nmin → M2 corr	210.10	15.77	22.90		
	Nmin → M3 corr	210.10	-9.05	18.70		
	Ncorr → M2 max	244.03	20.359	27.80		
	Ncorr → M3 max	225.59	8.59	19.40		
40 X40	Nmax → M2 corr	315.38	-2.44	27.90	400	Condition vérifiée
	Nmax → M3 corr	315.38	-3.86	29.20		
	Nmin → M2 corr	16.34	13.42	13.40		
	Nmin → M3 corr	16.34	-16.23	16.00		
	Ncorr → M2 max	38.29	16.78	18.20		
	Ncorr → M3 max	29.77	15.66	16.50		

*Tableau V 6: Vérification vis à vis de la contrainte limite dans les aciers.*

## Ferrailage des Poteaux .

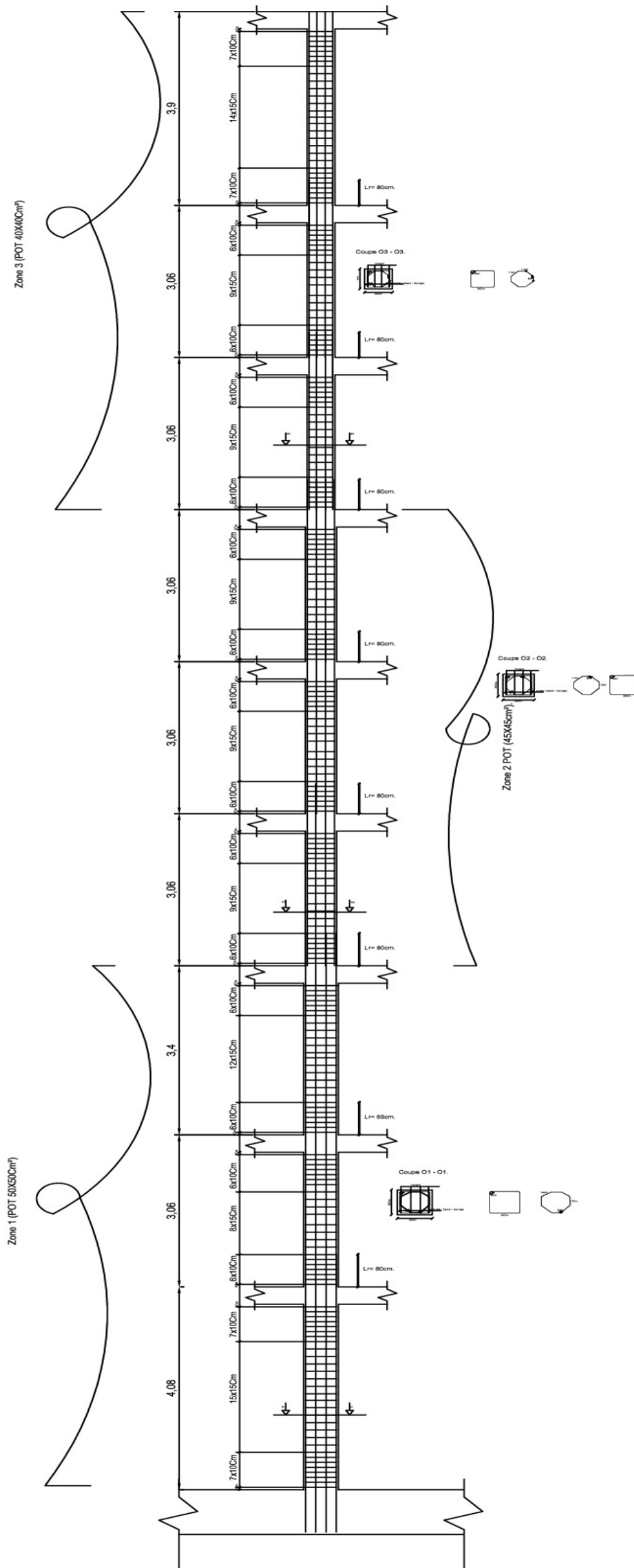


Figure V 3: Ferrailage de poteaux.

## V.2 : Les poutres.

### V.2.1 : Introduction.

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non exposés aux intempéries et sollicités par des efforts tranchants et des moments fléchissants. Leur calcul se fera donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :  $1.35G+1.5Q$  à l'ELU

$$\left. \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{array} \right\} \text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA99).}$$

### V.2.2: Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (article 7.5.2) [13].

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 en zone I et II
- 50 en zone III

#### V.2.2.1 : Armatures transversales.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(h/4, 12)$

- En dehors de la zone nodale :  $h/2$  la valeur du diamètre 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.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul de BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats.

### **V.2.3 : Calcul des armatures.**

#### **V.2.3.1 : Armatures longitudinales.**

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant qu'elles sont liées ou non aux voiles ; on distingue :

Les poutres principales liées aux voiles. (PPLV)

Les poutres principales non liées aux voiles. (PPNLV)

Les poutres secondaires liées aux voiles. (PSLV)

Les poutres secondaires non liées aux voiles. (PSNLV)

Les poutres de chaînage (PC).

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul de BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats.

#### **➤ Différence de la convention de signes entre les deux logiciels.**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les négatifs des compressions.

Contrairement au « SOCOTEC » où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

#### **➤ Les coefficients $\gamma_b$ , $\gamma_s$ et $\theta$ .**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application ( $t$ ) de l'action considérée tel que :

En situation courante pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :  $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$  et  $\theta = 1$ .

En situation accidentelle pour  $t \leq 1h$  (Combinaisons sismiques) :  $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$  et  $\theta = 0.85$ .

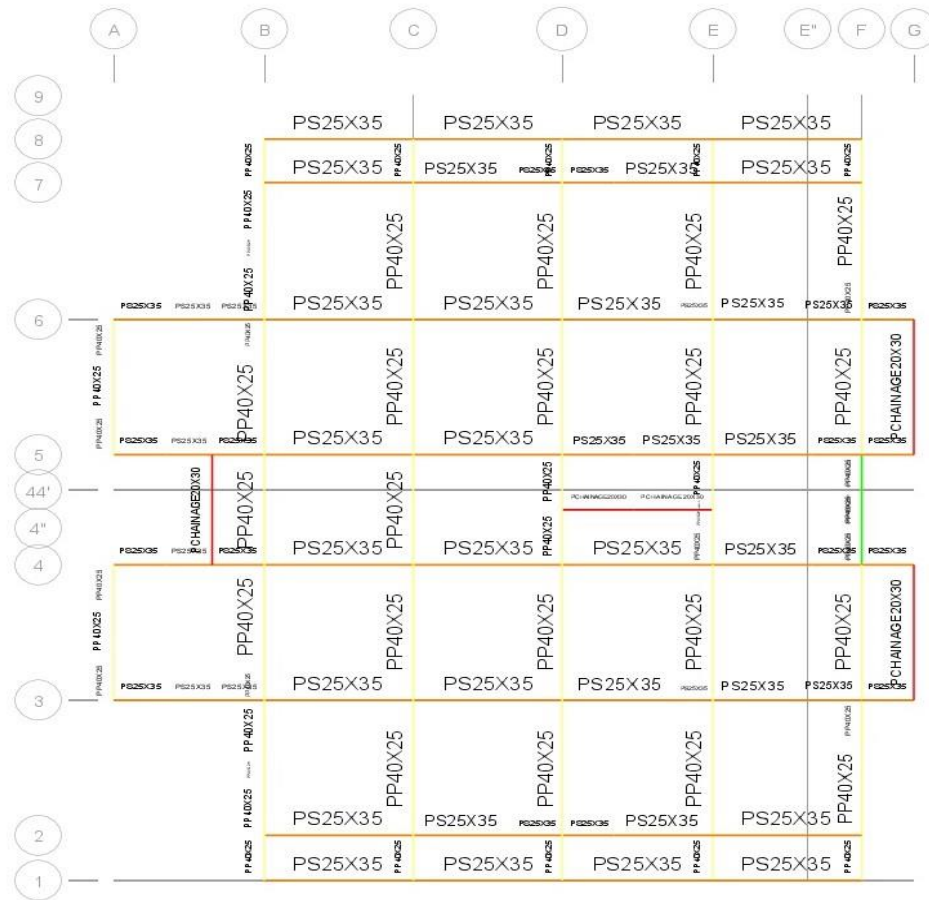
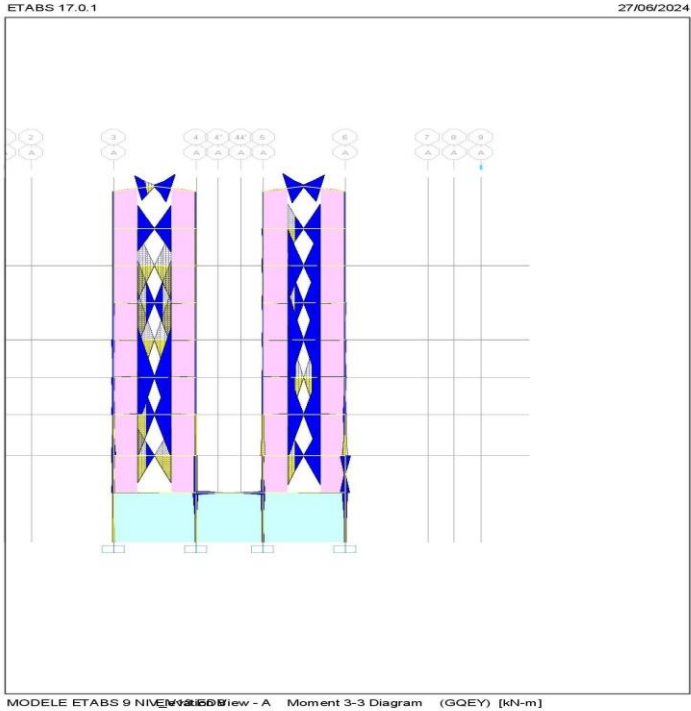


Figure V 4: Plan de repérage des poutres.

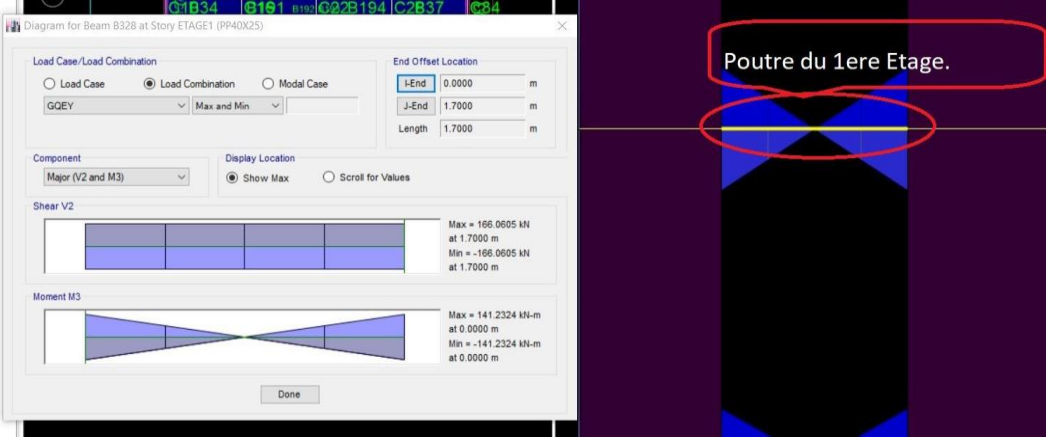
Groupe	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	Mmax (KNm)	Combinaison	Ast (cm <sup>2</sup> )	Ast adoptée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )		Observation
								Zone courante	Zone de recouvrement	
PPLV	25X40	Travée	18.47	GQEYM	1.1	6.03 (3HA16)	5.63	45	67.5	Amin < Aadoptée < Amax
		Appuis inf.	141.23	GQEY	9.03	10.61 (3HA14 + 3HA16)				
		Appuis sup	-149.92	GQEYM	9.65	10.61(3HA14+3HA16)				
PPNLV	25X40	Travée	76.18	GQEXM	4.61	6.03 (3HA16)	5.63	45	67.5	Amin < Aadoptée < Amax
		Appuis inf.	76.18	GQEXM	4.61	6.03 (3HA16)				
		Appuis sup	-85.34	ELU	6.23	8.39 (3HA16 +3HA10)				
PSLV	25X35	Travée	20.39	0.8GEX	1.6	6.03 (3HA16)	4.38	35	52.5	Amin < Aadoptée < Amax
		Appuis inf.	131.32	GQEXM	11.69	12.06 (6HA16)				
		Appuis sup	-147.62	GQEXM	13.47	14.42 (6HA16+3HA10)				
PSNLV	25X35	Travée	18.63	ELU	1.69	4.62 (3HA14)	4.38	35	52.5	Amin < Aadoptée < Amax
		Appuis inf.	18.63	ELU	1.69	4.62 (3HA14)				
		Appuis sup	-18.2	GQEXM	1.46	4.62 (3HA14)				
PC	20 x 30	Travée	7.44	GQEY	0.68	3.39 (3HA12)	3	24	24	Amin < Aadoptée < Amax
		Appuis inf.	7.44	GQEY	0.68	3.39 (3HA12)				
		Appuis sup	-8.99	GQEYM	0.83	3.39 (3HA12)				

*Tableau V 7: Résultat sur le dimensionnement des poutres.*

**Visualisation des resultats sur Etabs17.**



*Figure V 5: File ayant la poutre principale la plus sollicitée de la structure sous le chargement sismique.*



*Figure V 6: Poutre principale liée aux voiles ayant la valeur maximale de moment en appui inférieur.*

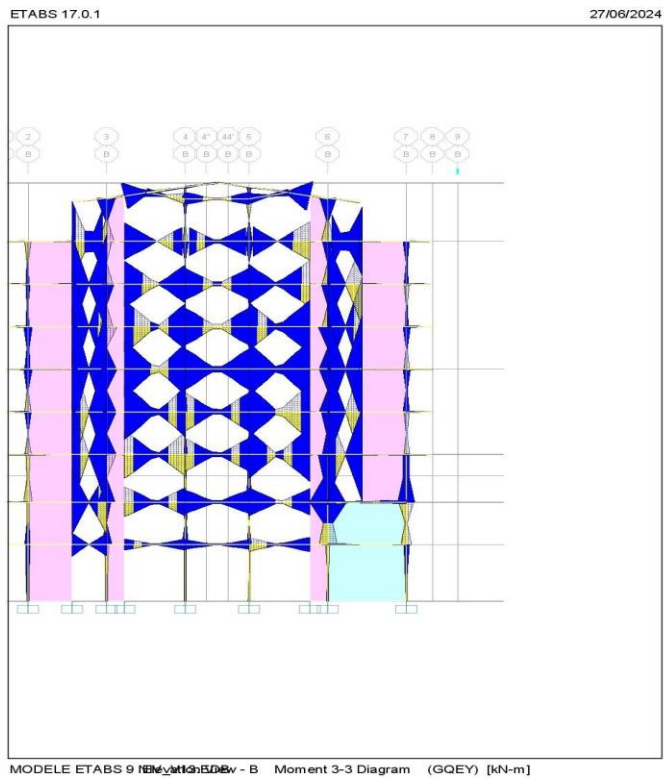


Figure V 7: File ayant la valeur maximale de moment sous la combinaison sismique

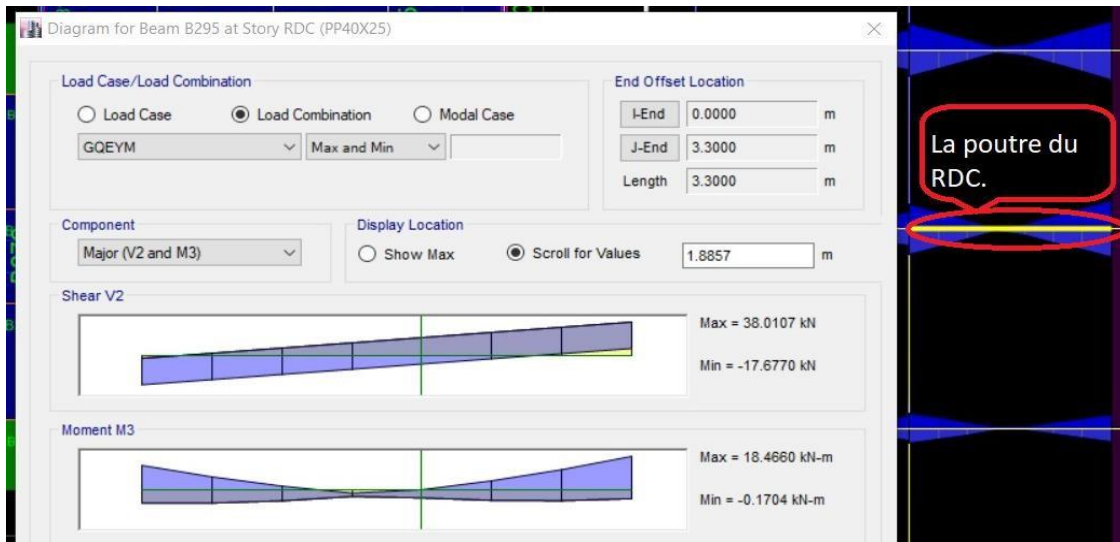


Figure V 8: Poutre principale liée aux voiles la plus sollicitée sous un chargement sismique.

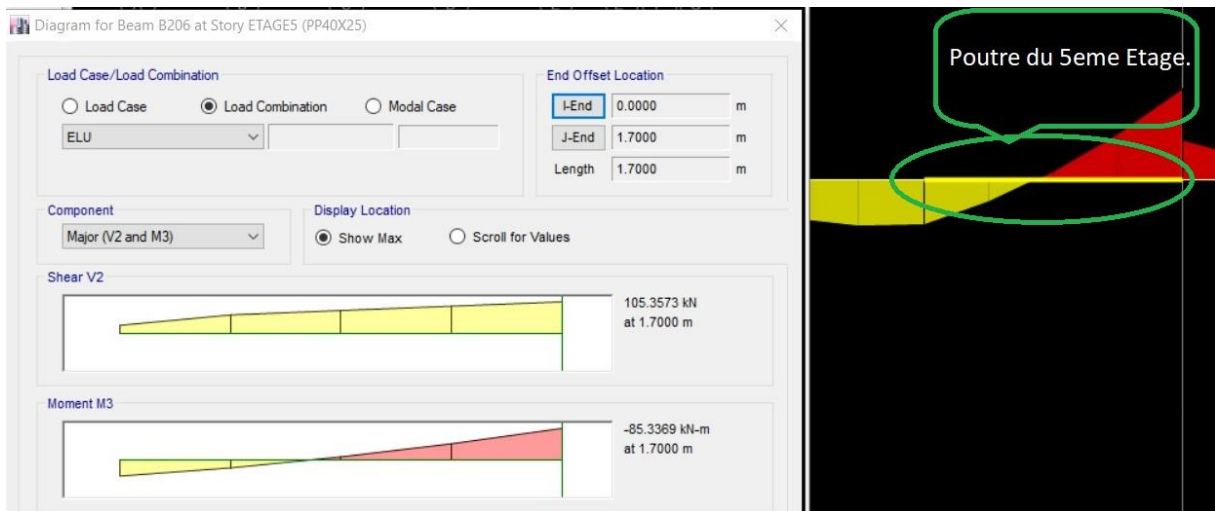


Figure V 9: Poutre principale non liée aux voiles la plus sollicitée en appui supérieur.

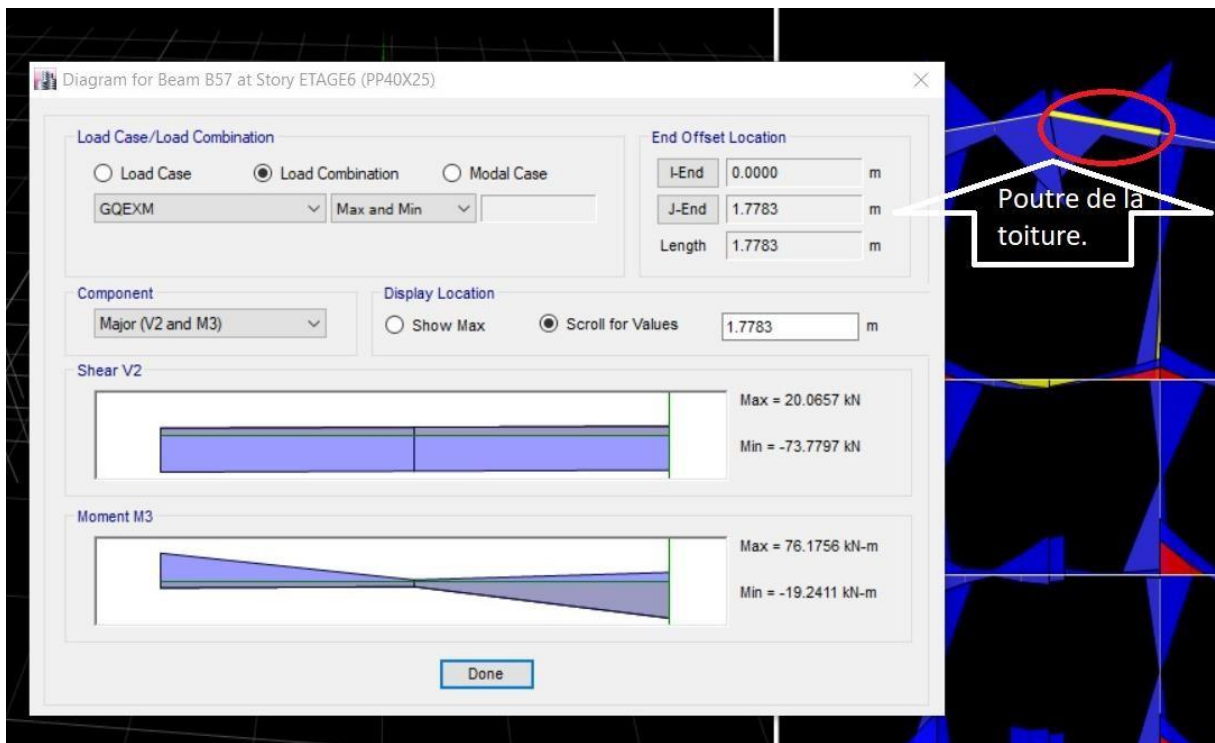


Figure V 10: Poutre principale non liée aux voiles la plus sollicitée en appui inférieur.

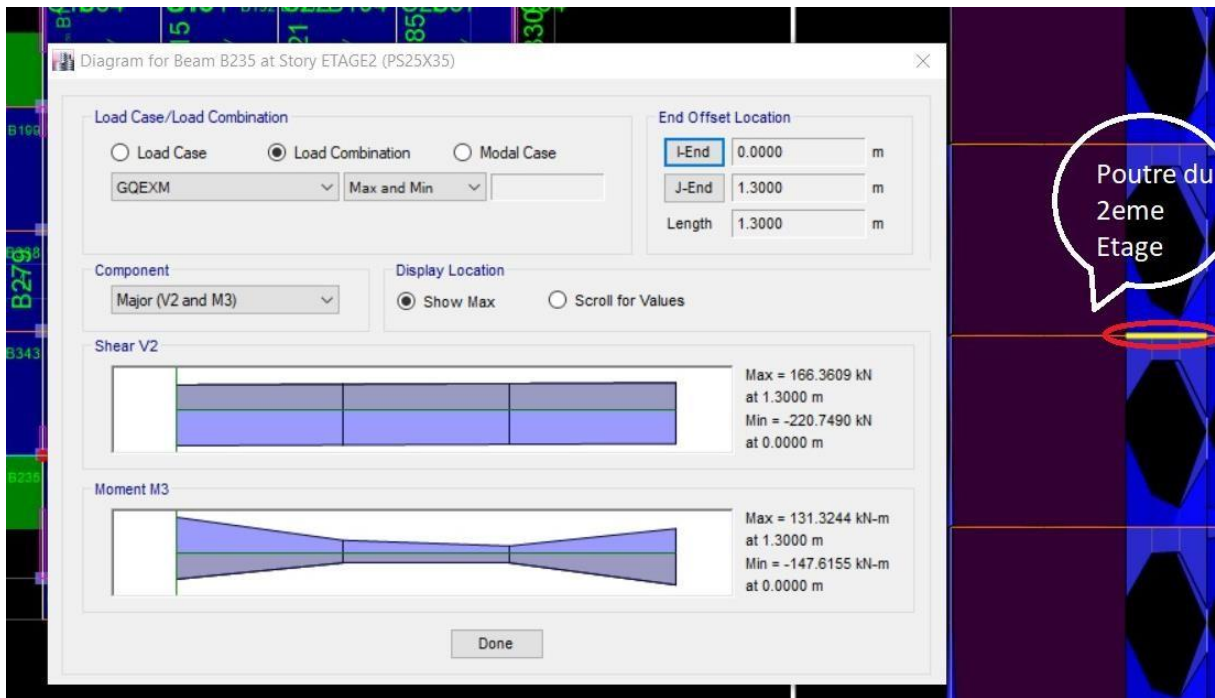


Figure V 11: Poutre secondaire liée aux voiles la plus sollicitée en appui supérieur.

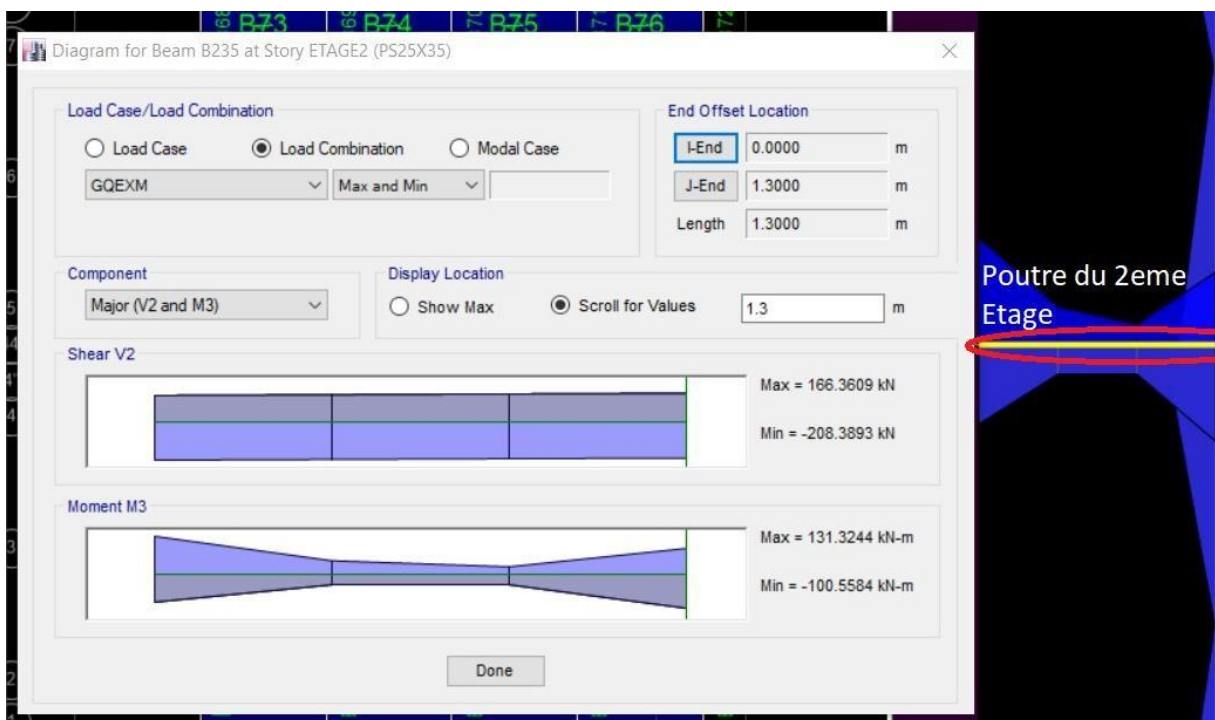


Figure V 12: Poutre secondaire liée aux voiles la plus sollicitée en appui inférieur.

## V.2.3.2 : Armatures transversales.

### V.2.3.2.1 : Poutres principales.

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi \right) = \min \left( \frac{40}{4}, 12 \times 1.6 \right)$$
$$St = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$
$$St = 15\text{cm}$$

At

$$\text{Zone nodale: } At = 0.003 St b = 0.003 * 10\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 0.75\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } At = 0.003 St b = 0.003 * 15\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 1.125 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$At = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{HA8 (1cadre + une épingle).}$$

### V.2.3.2.2 : Poutres Secondaires.

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12 \times 1.6 \right)$$
$$St = 8\text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$
$$St = 15\text{cm}$$

At

$$\text{Zone nodale: } At = 0.003 St b = 0.003 * 8\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 0.6\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } At = 0.003 St b = 0.003 * 15\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 1.125 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$At = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{HA8 (1cadre + une épingle).}$$

### V.2.3.2.3 : Poutres des chaînages.

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi \right) = \min \left( \frac{30}{4}, 12 \times 1.2 \right)$$
$$St = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$
$$St = 10\text{cm}$$

At

$$\text{Zone nodale: } At = 0.003 St b = 0.003 * 7.5\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 0.56\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } At = 0.003 St b = 0.003 * 10\text{cm} * 25\text{cm}$$
$$At = 0.75 \text{ cm}^2$$

Choix :

$A_t = 1.01 \text{ cm}^2$  soit : 2HA8 (1cadre).

#### V.2.3.2.4 : Dimensions de la zone nodale.

La zone nodale des poutres est délimitée par l'expression suivante :

$$l' = 2 * h$$

Avec :  $l'$  : longueur de la zone nodale .

$h$  : hauteur de la poutre.

Poutres principales :  $l' = 2 * h = 2 * 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$ .

Poutres secondaires :  $l' = 2 * h = 2 * 35 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$

Poutres de chainages :  $l' = 2 * h = 2 * 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$

#### V.2.3.2.5 : Vérification à L'ELU.

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art.A.4.2.1) [14].

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales (PPLV et PPNLV) :  $A_{min} = 0.23 * 25 * 36 * \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ Cm}^2$

Poutres secondaires (PSLV et PSNLV) :  $A_{min} = 0.23 * 25 * 31.5 * \frac{2.1}{400} = 0.95 \text{ Cm}^2$

Poutres de chainages :  $= 0.23 * 20 * 27 * \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ Cm}^2$

Les sections des aciers adoptées dans toutes les poutres sont supérieures à  $A_{min}$ , donc, la condition est vérifiée.

#### V.2.3.2.6 : Vérification au cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$$

Poutres principales (PPLV et PPNLV) :  $\tau_u = \frac{210.80}{25 * 36} = 2.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

Poutres secondaires (PSLV et PSNLV) :  $\tau_u = \frac{220.75}{25 * 31.5} = 2.80 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

Poutres de chainages :  $\tau_u = \frac{25.98}{20 * 27} = 1.28 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

Les contraintes de cisaillement dans toutes les poutres ne dépassent pas la valeur limite de la contrainte requise pour les poutres, Par conséquent, il n'y a aucun risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence des barres. (BAEL 91 / Art A.6.1, 3) [14]

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9 * d * \Sigma U_i}$$

Poutres principales (PPLV et PPNLV) :  $\Sigma Ui = \eta \Phi 3.14 = 12 * 1.6 \text{cm} * 3.14 = 60.29 \text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{210.80 \text{KN}}{0.9 * 36 \text{cm} * 60.29 \text{cm}} = 1.08 \text{ Mpa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ Mpa}.$$

Poutres secondaires (PSLV et PSNLV) :  $\Sigma Ui = \eta \Phi 3.14 = 15 * 1.6 \text{cm} * 3.14 = 75.36 \text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{220.75 \text{KN}}{0.9 * 31.5 \text{cm} * 75.36 \text{cm}} = 1.03 \text{ Mpa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ Mpa}.$$

Poutres de chainages :  $\Sigma Ui = \eta \Phi 3.14 = 6 * 1.2 \text{cm} * 3.14 = 22.61 \text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{25.98 \text{KN}}{0.9 * 27 \text{cm} * 22.61 \text{cm}} = 0.47 \text{Mpa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ Mpa}.$$

Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

### V.2.3.2.7 : Ancrage des barres.

BAEL 91 / Art. 6.1. 221 [14].

Pour les aciers à haute adhérence FeE 400 et pour  $f_c 28 = 25 \text{Mpa}$ , La longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :  $l_s = 35\phi$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone II.

Pour HA10 :  $l_s = 40 * 1 = 40 \text{cm}$

Pour HA 12 :  $l_s = 40 * 1.2 = 48 \text{Cm}$

Pour HA14 :  $l_s = 40 * 1.4 = 56 \text{Cm}$

Pour HA16 :  $l_s = 40 * 1.6 = 64 \text{cm}$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0.4 l_s$

Pour HA10 :  $L_c = 0.4 * 40 \text{cm} = 16 \text{Cm}$

Pour HA12 :  $L_c = 0.4 * 48 \text{Cm} = 19.2 \text{cm}$

Pour HA14 :  $L_c = 0.4 * 56 \text{Cm} = 22.4 \text{Cm}$

Pour HA 16 :  $L_c = 0.4 * 64 \text{Cm} = 25.6 \text{Cm}$

### V.2.3.2.8 : Influence de l'effort tranchant.

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312) [14].

$$\text{Ast adopté} > \text{Ast ancre} = \frac{\gamma_s V_{umax}}{f_e}$$

Poutres principales (PPLV et PPNLV) :  $\frac{1.15 * 210.80}{40} = 6 \text{ cm}^2 < \text{Ast adoptée} = 10.61 \text{ Cm}^2$

Poutres secondaires (PSLV et PSNLV) :  $\frac{1.15 * 220.75}{40} = 6.34 \text{ cm}^2 < \text{Ast adoptée} = 12.06 \text{ Cm}^2$

Poutres de chainage (PC) :  $\frac{1.15 * 25.98}{40} = 0.74 \text{ cm}^2 < \text{Ast adoptée} = 3.39 \text{Cm}^2$

**La condition est vérifiée pour toutes les poutres.**

➤ **Sur le béton.**

$$\frac{2Vu}{b \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

Poutres principales (PPLV et PPNLV) :  $\frac{2Vu}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 * 210.80}{25 * 0.9 * 36} = 5.20 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires (PSLV et PSNLV) :  $\frac{2Vu}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 * 220.75}{25 * 0.9 * 31.5} = 6.23 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$

Poutres de chaînage (PC) :  $\frac{2Vu}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 * 25.98}{20 * 0.9 * 27} = 1.07 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$

**V.2.3.3 : Vérification à L'ELS.**

Etat limite de compression du béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

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

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc, aucune vérification n'est nécessaire. (Article A4. 5, 32 du BAEL 91). [14]

➤ **Etat limite de déformation.**

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : Fleche maximale des poutres principales et secondaires donnée par Le logiciel ETABS17.

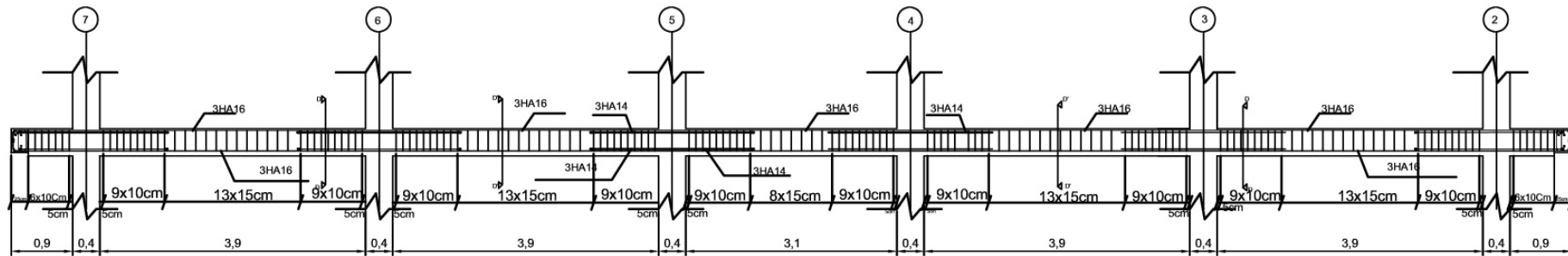
Poutres Principales.

$$f = 0.0091 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

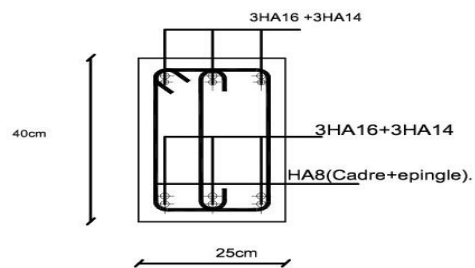
Poutres secondaires.

$$f = 0.0156 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

Poutres principales liées aux voiles ( Axes A,B et F).



Coupe D - D.



Coupe D' - D'.

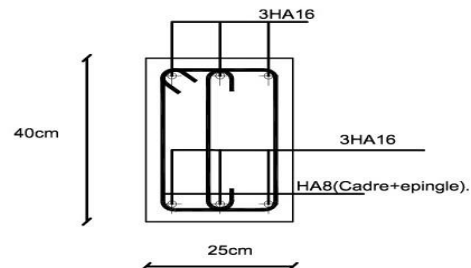


Figure V 13: Plan de ferrailage des poutres principales. (PPLV)

Poutres principales non liées aux voiles (Axes C, D et E).

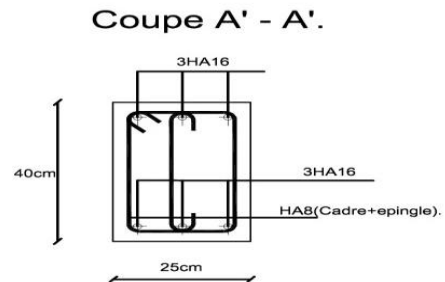
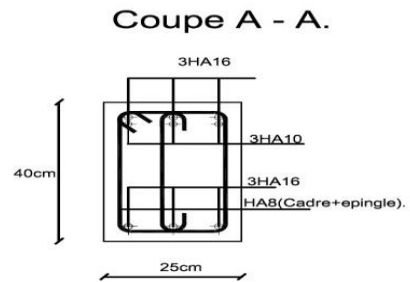
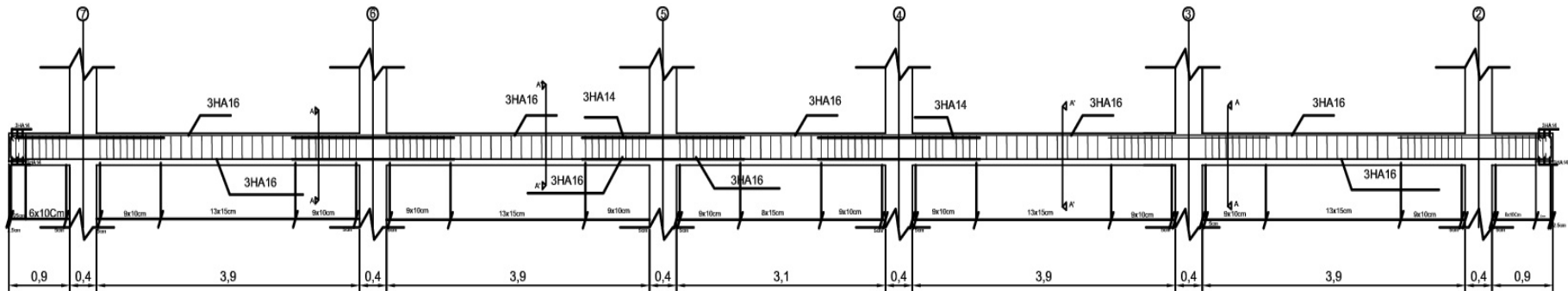
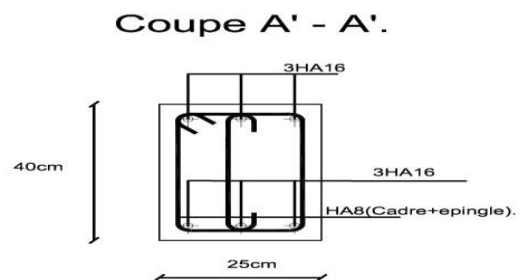
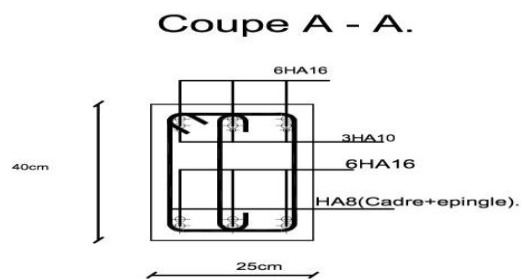
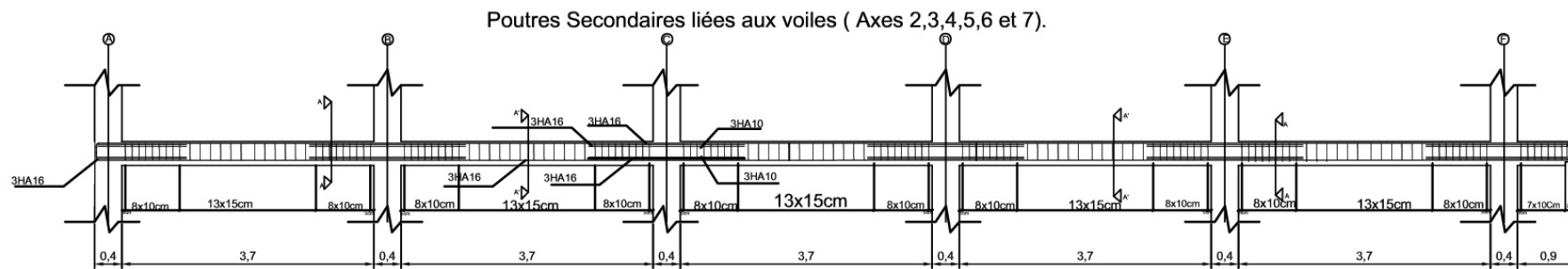
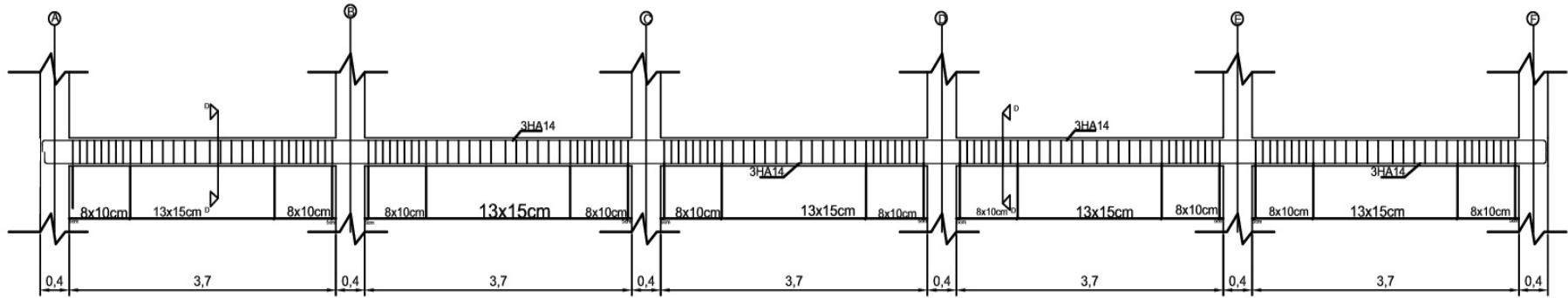


Figure V 14: Plan de ferrailage des poutres principales.( PPNLV)



*Figure V 15: Plan de ferrailage des poutres secondaires. (PSLV)*

Poutres Secondaires non liées aux voiles (Axes 1 et 8).



Coupe D - D.

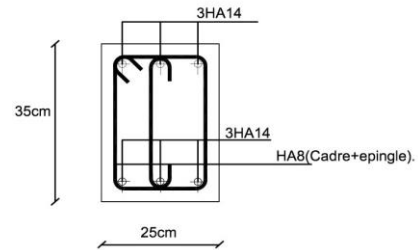
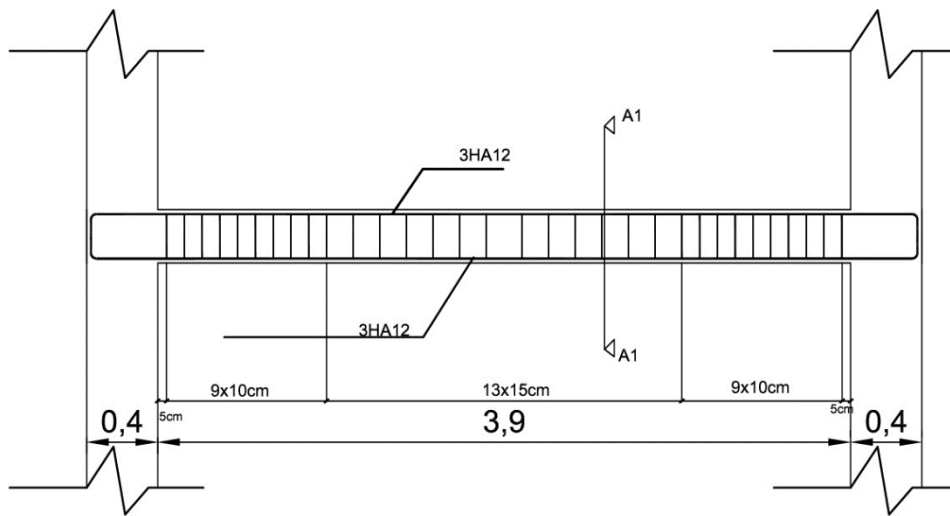


Figure V 16: Plan de ferrailage des poutres secondaires. (PSNLV)



Poutres de Chaînage .

Coupe A1 - A1.

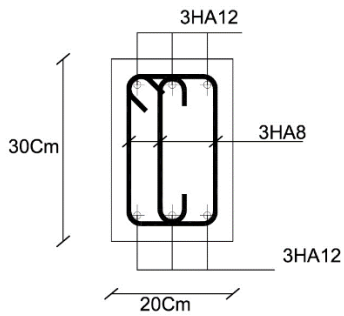


Figure V 17: Plan de ferrailage de poutres de chaînage.

## V.3 : Les Voiles.

### V.3.1 : Introduction.

Les voiles servent à reprendre une partie des charges verticales ; dans le cas échéant ; ils reprennent des efforts s'élevant jusqu'à 39431 KN sur 43062.93KN qui représentent les sollicitations verticales de toute la structure ; Soit 49 % de sollicitations verticales.

Les voiles assurent également la reprise de la totalité de toutes les sollicitations dus l'action sismique, devenant ainsi des elements de contreventement d'une importance capitale pour la stabilité de la structure.

Leur calcul se fera en flexion composé à l'aide de la méthode des contraintes résultantes en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour que les voiles puissent jouer leur rôle convenablement ; ils doivent comporter trois types d'armatures à savoir : Armatures verticales, horizontales et transversales.

### V.3.2 : Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.

#### V.3.2.1 Armatures verticales. (Article 7.7.4.1) [13]

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2% (0.2%Lt. e).

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 longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

#### V.3.2.2 : Armatures horizontales. (Article 7.7.4.3) [13].

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

Règles communes (Article 7.7.4.3) [13].

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5a ; 30\text{cm}).$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4epingles au m<sup>2</sup>.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être exposées 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 ( $\phi < e/10$ ).

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### V.3.3 : Calcul des armatures.

#### V.3.3.1 : Armatures verticales.

##### ➤ Méthode de calcul.

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

Détermination de diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes maximales et minimales sont déduites directement du logiciel « ETABS » ( $S_{22}$  en KN / m<sup>2</sup>).

Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min (h / 2 ; 2l') \text{ (Art .7.7.4 du RPA 99).}$$

Avec :

he : Hauteur entre nus des planchers du trumeau considéré.

L' : Longueur de la zone comprimée.

Pour une S.E.C : l' = longueur totale du voile.

Pour une S.P.C :  $l' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} . l$  (Théorème de Thalès).  $\sigma_{min}$  est à prendre en valeur absolue.

Pour une S.E.T :  $l'=0m$ .

Les efforts normaux ultimes.

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} .d.e$$

Avec :

$e$  : Epaisseur du voile.

$\sigma_1$  est déterminée à l'aide du théorème de Thales.

Calcul des sections d'armatures.

Trois cas de sections peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas : Section entièrement comprimée (S.E.C).

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro ( $\sigma_{min}$  et  $\sigma_{max} > 0$ ), dans ce cas :

$$A_{vi} = \frac{N_{ui} - B.fbc}{\sigma_s}$$

2<sup>eme</sup> cas : Section entièrement tendue (S.E.T).

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro ( $\sigma_{min}$  et  $\sigma_{max} < 0$ ), dans ce cas :

$$A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

3<sup>eme</sup> cas : Section partiellement tendue ou partiellement comprimée (S.P.T ou S.P.C).

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont de signe différent, dans, ce cas :

$$A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

### V.3.3.2 : Armatures horizontales.

Selon l'article A.8.2,41 du BAEL [14] :  $A_H = 1/4 A$  adoptée.

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 [13] :  $A_{H-min} = 0.15\% .L. e$

Donc :

$$A_{H \text{ calculée}} = \max (A_{H \text{ BAEL}} ; A_{H-min.RPA})$$

### V.3.3.3 : Armatures transversales.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (Art 7.7.4.3 du RPA 99) [13]. D'où :

$$A_{tr} = 4 \text{epingles de HA8 /m}^2.$$

Sections minimales des armatures verticales.

Section entièrement comprimée.

Selon l'article A.8.1, 21 du BAEL 91 [14] :

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 [13] :

$$A_{min} \geq 0.15\%B$$

B étant la section du trumeau considéré.

Section entièrement ou partiellement tendue.

Selon l'article A.4.2,1 du BAEL 91 [14] (Condition de non fragilité) :

$$A_{min} \geq \frac{b d f_{t28}}{f_e}$$

Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 [13] :

$$A_{min} \geq 0.2\% B$$

$$A_{min} = \max ( A_{min - RPA} ; A_{min - BAEL} )$$

### V.3.3.4 Vérifications.

#### ➤ Contraintes limites de cisaillement.

L'effort tranchant « Vu » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement «  $S_{12}$  » par la section sur laquelle elle agit. ( $V_u = S_{12} \cdot L.e$ )

Selon l'article A.5.1, 211 du BAEL 91 révisées 99 [14].

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$V_{max.}$  est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article 7.7.2 du RPA 99 / modifié 2003 [13]

$$\tau_b = \frac{V}{d b_0} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$\bar{V} = 1.4 V_{max. E}$  ( $V_{max. E}$  : Valeur de l'effort tranchant maximal sous sollicitations sismiques).

$b_0$  : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

### V.3.3.4.1 : Vérification à L'ELS.

L'Etat limite de service, il faut vérifier que la contrainte de compression  $\sigma_{bc}$  est inférieure à  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \text{ Mpa} = 15 \text{ Mpa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

V1 : Voiles de 1.40m de longueur. (W120, W121, W122, W123, W236, W239, W240, W241).

V2 : Voiles de 1.30m de longueur. (W83, W85, W 196, W197).

V3 : Voiles de 1.15 m de longueur. (W517, W518).

V4 : Voiles de 1.00m de longueur. (W190, W191, W313, W323).

V5 : Voiles de 2.40m de longueur. (W286, W288).

V6 : Voiles de 3.00m de longueur. (W514, W515).

V7 : Voiles de 1.80 m de longueur (W315, W321).

V8 : Voiles de 2.80m de longueur (W298, W306).

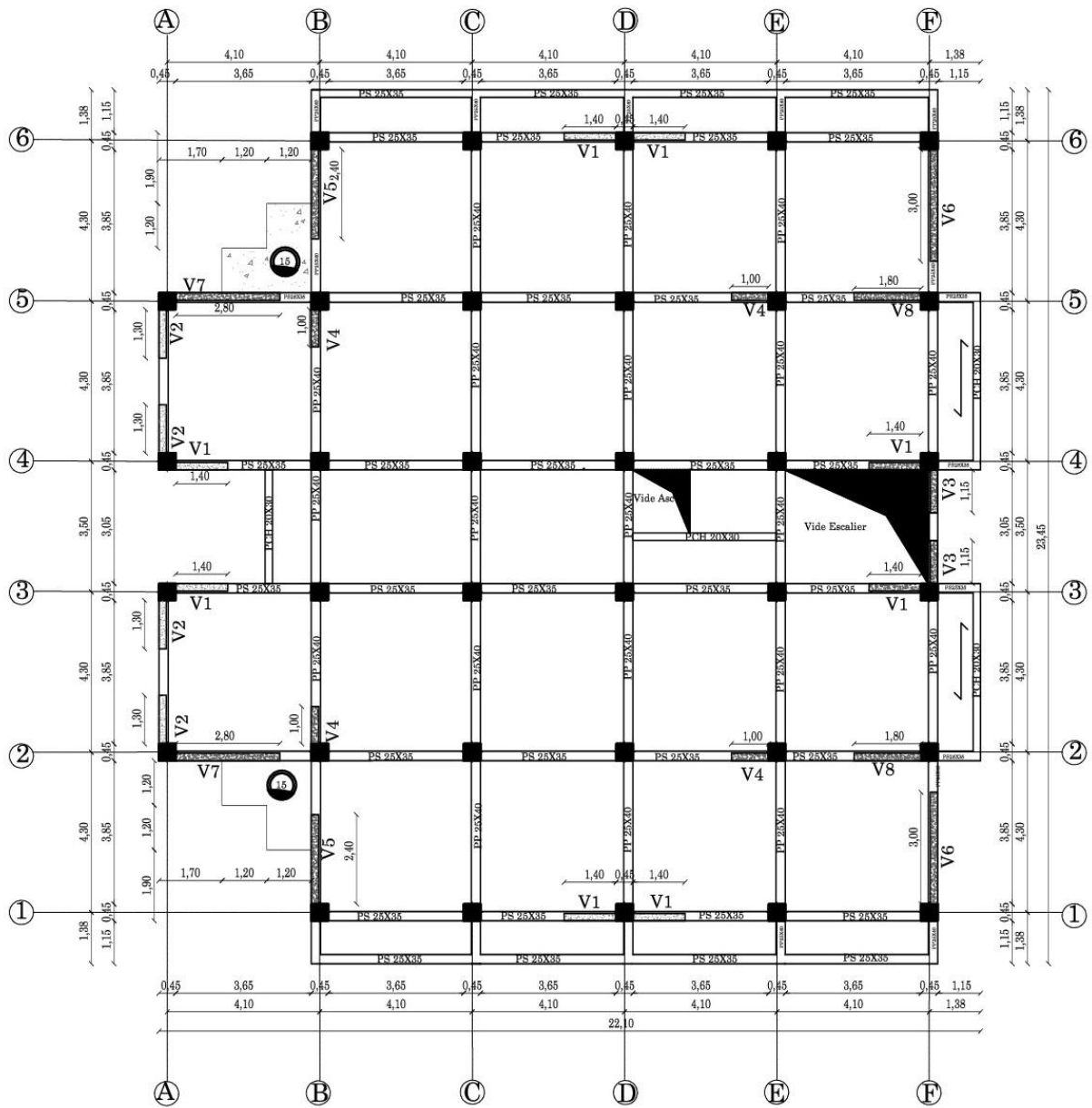
Tous les voiles sont divisés en différentes zones tout comme pour les poteaux de la manière suivante :

Zone I : Du 2SS jusqu'au RDC.

Zone II : Du 1<sup>er</sup> Etage au 3<sup>e</sup> Etage.

Zone III : Du 4<sup>eme</sup> Etage au 6<sup>eme</sup> Etage.

**Plan de repérage (Voiles).**



*Figure V 18: Localisation des voiles.*

Les Résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

Voiles (V1) ; L= 1.40m ; Avt adoptée = 14.69Cm<sup>2</sup> ; soit 13HA12 dans la zone tendue des voiles ; (6HA12 /nappe).

Zones		I	II	III	Voiles
L(m)		1.4	1.4	1.4	V1
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		3.45	2.11	1.32	
Contraintes minimales (Mpa)		-6.59	-4.11	-3.04	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		0.92	0.93	0.98	
Lt (m)		0.48	0.47	0.42	
d(m)		0.24	0.2	0.2	
Bande 1	N1 (KN)	237.63	129.4	92.6	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	6.82	3.72	2.66	
Bande 2	N2 (KN)	79.2	63.72	34.98	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	2.28	1.83	1	
Av total (cm <sup>2</sup> )		6.82	5.55	3.66	
Avt adoptée (cm <sup>2</sup> ) (Deux nappes)		14.69 (soit : 13 HA12)	10.27 (soit : 13HA10)	10.27 (soit : 13HA10)	
Amin (Cm <sup>2</sup> )		5.6			
A H / nappe		4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	
Choix / nappe (Avt)		6HA12 (6.78 Cm <sup>2</sup> )	6HA10 (4.74 Cm <sup>2</sup> )	6HA10 (4.74 Cm <sup>2</sup> )	
Av dans toute la section du voile		26HA12 (29.38 Cm <sup>2</sup> )	26HA10 (20.54 Cm <sup>2</sup> )	26HA10 (20.54 Cm <sup>2</sup> )	
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St (Av)	Zone d'extrémité (cm)	7.5	7.5	7.5	
	Zone courante (Cm)	15	15	15	
St (AH) (Cm)		1	15	15	
Contrainte (Mpa)	BAEL	0.34 < 3.26 Mpa			CV
	RPA	1.3 < 5Mpa			CV
Vérification à L'ELS		1.7 < 15 Mpa			CV

Tableau V 8: Résultats sur le dimensionnement (V1)

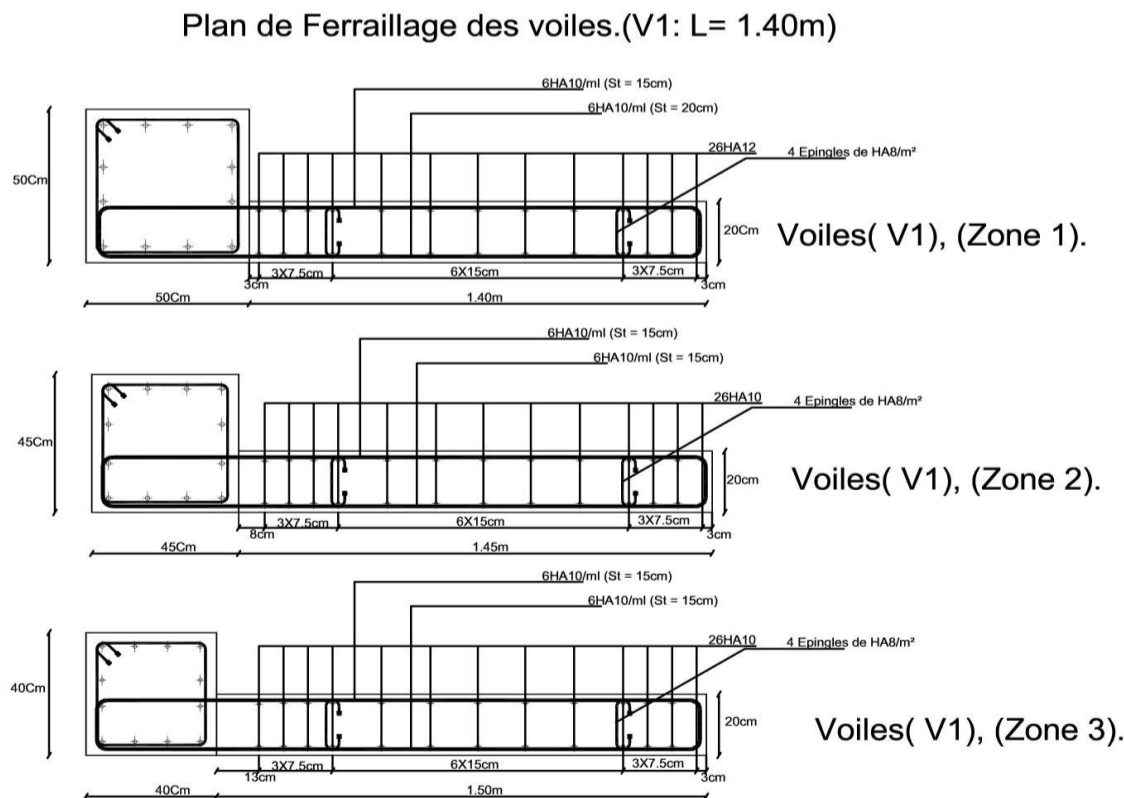


Figure V 19: Détails des armatures. (V1)

Voiles (V2) ; L= 1.30m ; Avt adoptée = 12.43Cm<sup>2</sup> ; soit 11HA12 dans la zone tendue des voiles ; (5HA12 /nappe).

Zones		I	II	III	Voiles
L(m)		1.3	1.3	1.3	V2
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		3.67	1.24	1.41	
Contraintes minimales (Mpa)		-5.31	-2.88	-1.84	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		0.77	0.91	0.98	
Lt (m)		0.53	0.39	0.42	
d(m)		0.3	0.24	0.2	
Bande 1	N1 (KN)	228.3	95.76	92.6	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	6.56	2.75	2.66	
Bande 2	N2 (KN)	52.9	16.65	34.98	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	1.52	0.48	1	
Av total (cm <sup>2</sup> )		8.08	3.23	3.66	
Avt adoptée (Cm <sup>2</sup> ) (Deux nappes).		11HA12 (12.43Cm <sup>2</sup> )	11HA10 (8.69Cm <sup>2</sup> )	11HA10 (8.69Cm <sup>2</sup> )	
Amin (Cm <sup>2</sup> )		5.2	5.2	5.2	
A H / nappe		4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	
Choix / nappe (Avt)		5HA12 (5.65 Cm <sup>2</sup> )	5HA10 (3.95 Cm <sup>2</sup> )	5HA10 (3.95 Cm <sup>2</sup> )	
Av dans toute la section du voile		22HA12 (24.86 Cm <sup>2</sup> )	22HA10 (24.86 Cm <sup>2</sup> )	22HA10 (24.86 Cm <sup>2</sup> )	
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	7.5	7.5	7.5	
	Zone courante (Cm)	15	15	15	
St (AH) (Cm)		15	15	15	
Contrainte (MPA)	BAEL	0.42 < 3.26 Mpa			CV
	RPA	2.18 < 5Mpa			CV
Vérification à L'E L S		1.17 < 15 Mpa			CV

Tableau V 9: Résultats sur le dimensionnement (V2).

Plan de Ferrailage des voiles.(V2: L= 1.30m)

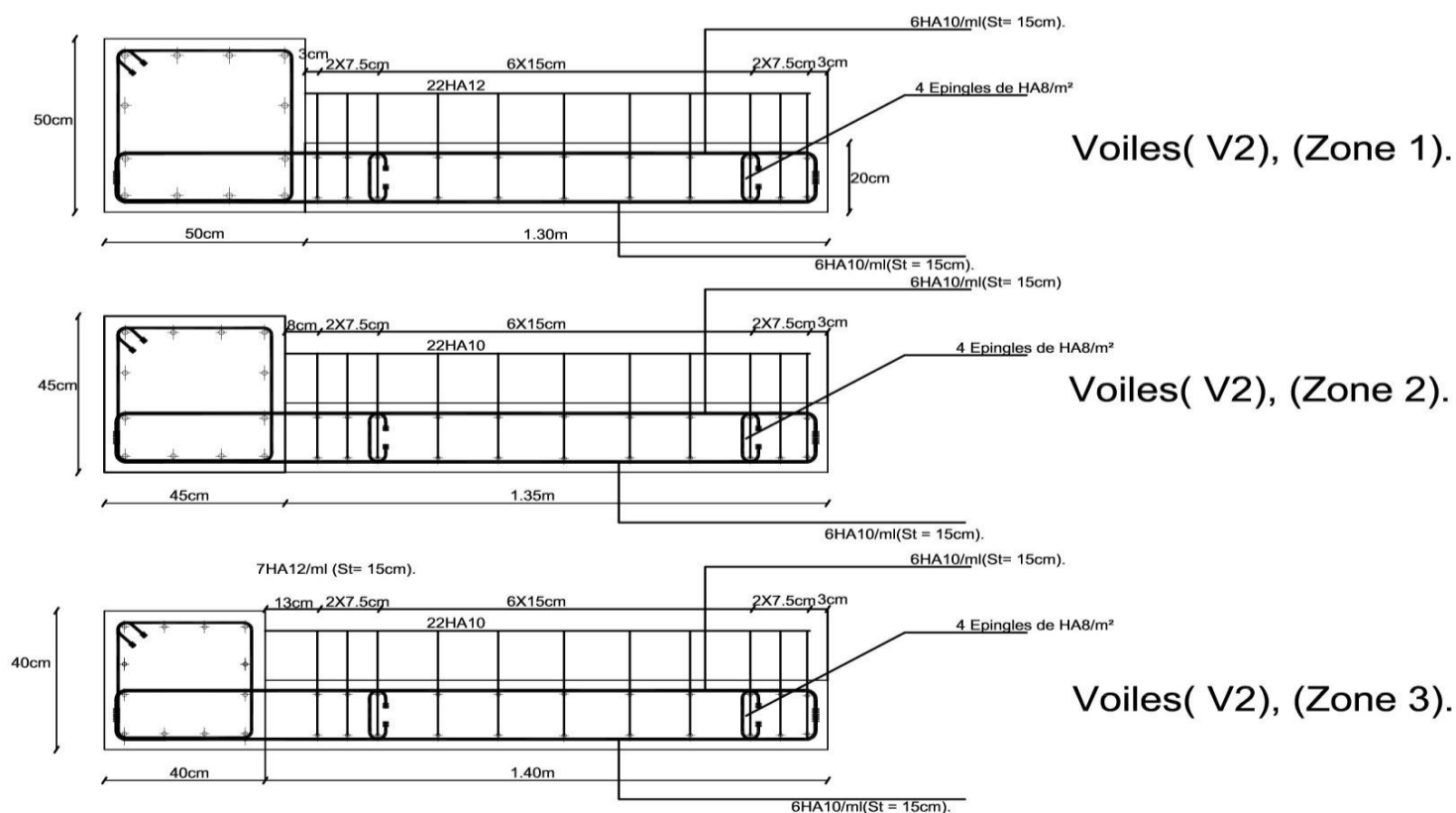


Figure V 20: Détails d'armatures (V2).

Voiles (V3) ; L= 1.15m ; Avt adoptée = 9.48Cm<sup>2</sup> ; soit 12HA10 dans la zone tendue des voiles ; (6HA10/nappe).

Zones	I	II	III	Voiles	
L(m)	1.15	1.15	1.15	V3	
e (m)	0.2	0.2	0.2		
Contraintes maximales (Mpa)	2.81	1.5	0.61		
Contraintes minimales (Mpa)	-5.79	-3.73	-1.41		
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C		
Lc (m)	0.77	0.82	0.8		
Lt (m)	0.38	0.33	0.35		
d(m)	0.2	0.2	0.2		
Bande 1	N1 (KN)	170.6	104		40.2
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	4.9	2.99		1.16
Bande 2	N2 (KN)	49.32	19.11		9
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	1.42	0.55		0.26
Av total (cm <sup>2</sup> )	6.32	3.54	1.42		
Avt adoptée (Cm <sup>2</sup> ) (Deux nappes)	12HA10 (9.48 Cm <sup>2</sup> )	12HA10 (9.48Cm <sup>2</sup> )	12HA10 (Cm <sup>2</sup> )		
Amin (Cm <sup>2</sup> )	4.6	4.6	4.6		
A H / nappe	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (6 HA10) /ml		
Choix / nappe (Avt)	6HA10 (4.74 Cm <sup>2</sup> )	6HA10 (4.74 Cm <sup>2</sup> )	6HA10 (4.74 Cm <sup>2</sup> )		
Av dans toute la section du voile	24HA10 (18.96 Cm <sup>2</sup> )	24HA10 (18.96Cm <sup>2</sup> )	24HA10 (18.96Cm <sup>2</sup> )		
A Transversales	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>		
St	Zone d'extrémité (cm)	7.5	7.5		7.5
	Zone courante (Cm)	15	15	15	
St (AH) (Cm)	15	15	15		
Contrainte (MPA)	BAEL	0.39 < 3.26 Mpa		CV	
	RPA	1.87 < 5Mpa		CV	
Vérification à L'E L S	1.76 < 15 Mpa		CV		

Tableau V 10: Résultats sur le dimensionnement (V3).

Plan de Ferrailage des voiles.(V3: L= 1.15m)

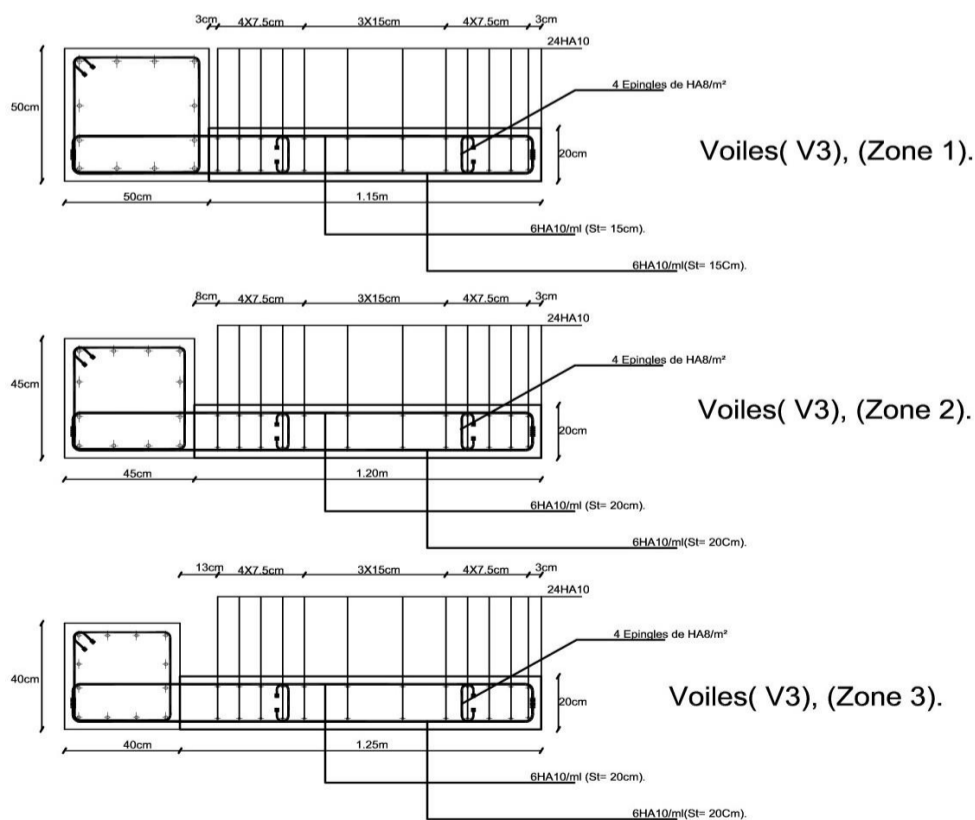


Figure V 21: Détails d'armatures V3.

Voiles (V4) ; L= 1.00m ; Avt adoptée = 7.9Cm<sup>2</sup> ; soit 10HA10 sur les 2 nappes dans la zone tendue des voiles ;( 5HA10/nappe).

Zones	I	II	III		
L(m)	1	1	1		
e (m)	0.2	0.2	0.2		
Contraintes maximales (Mpa)	2.22	1.81	1.83		
Contraintes minimales (Mpa)	-5.19	-4.81	-4.31		
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C		
Lc (m)	0.7	0.73	0.7		
Lt (m)	0.3	0.27	0.3		
d(m)	0.15	0.17	0.15		
Bande 1	N1 (KN)	116.85	112.03	Voiles (V4)	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	3.36	3.22		2.98
Bande 2	N2 (KN)	39	17.8		32.4
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	1.12	0.51		0.93
Av total (cm <sup>2</sup> )		4.48	3.73		3.91
Avt adoptée (Cm <sup>2</sup> )		7.9 (soit : 10 HA10)	7.9 (soit : 10 HA10)		7.9 (soit : 10 HA10)
Amin (Cm <sup>2</sup> )		4	4		4
A H / nappe		4.71 Cm <sup>2</sup> (5HA10) /ml	4.71 Cm <sup>2</sup> (5 HA10) /ml		4.71 Cm <sup>2</sup> (5 HA10)/ml
Choix / nappe (Avt)		5HA10 (3.95Cm <sup>2</sup> )	5HA10 (3.95Cm <sup>2</sup> )		5HA10 (3.95Cm <sup>2</sup> )
Av dans toute la section du voile		20HA10 (15.8 Cm <sup>2</sup> )	20HA10 (15.8 Cm <sup>2</sup> )		20HA10 (Cm <sup>2</sup> )
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	7.5	7.5	7.5	
	Zone courante (Cm)	15	15	15	
St (AH) (Cm)		20	20	20	
Contrainte (MPa)	BAEL	0.81 < 3.26 Mpa		CV	
	RPA	1.91 < 5Mpa		CV	
Vérification à L'E L S		0.85 < 15 Mpa		CV	

Tableau V 11: Résultats sur le dimensionnement (V4).

Plan de Ferrailage des voiles.(V4: L= 1.00m)

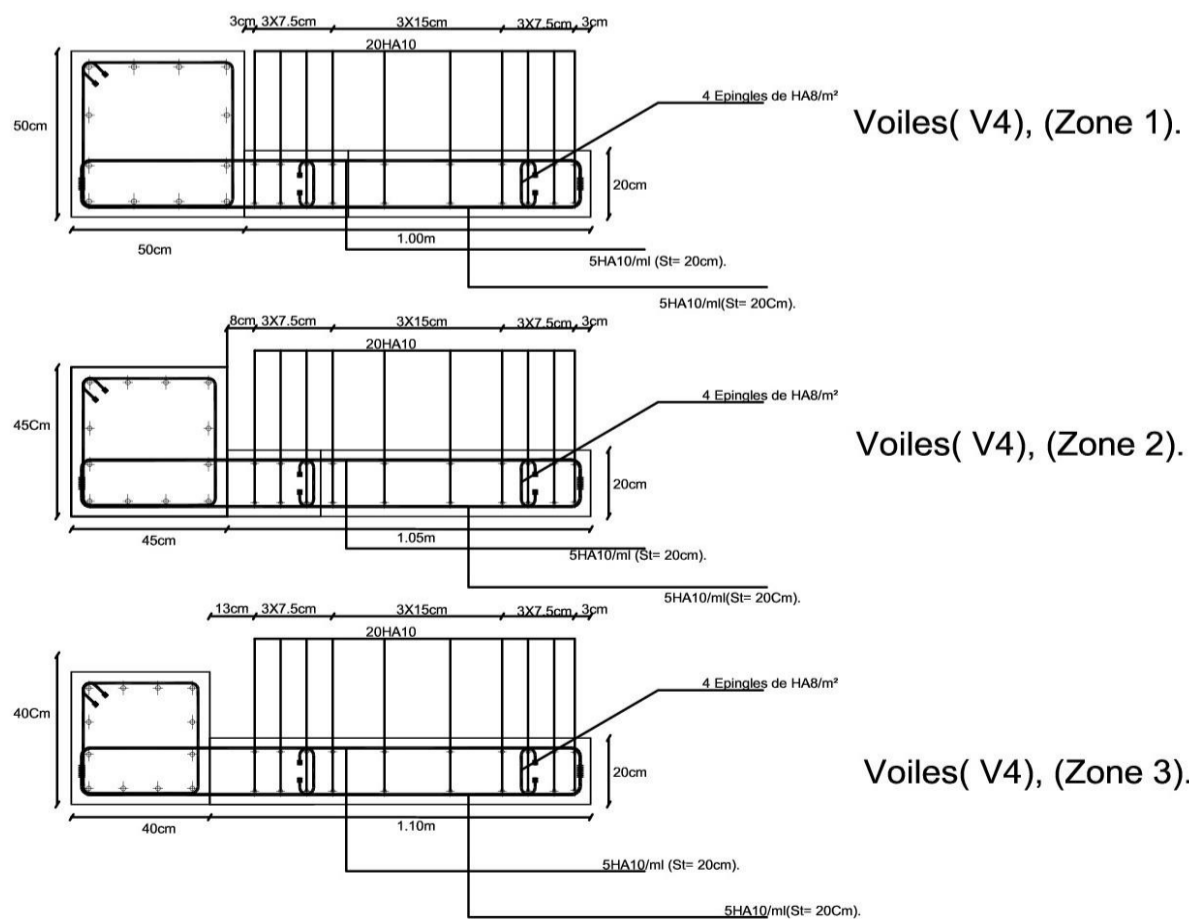


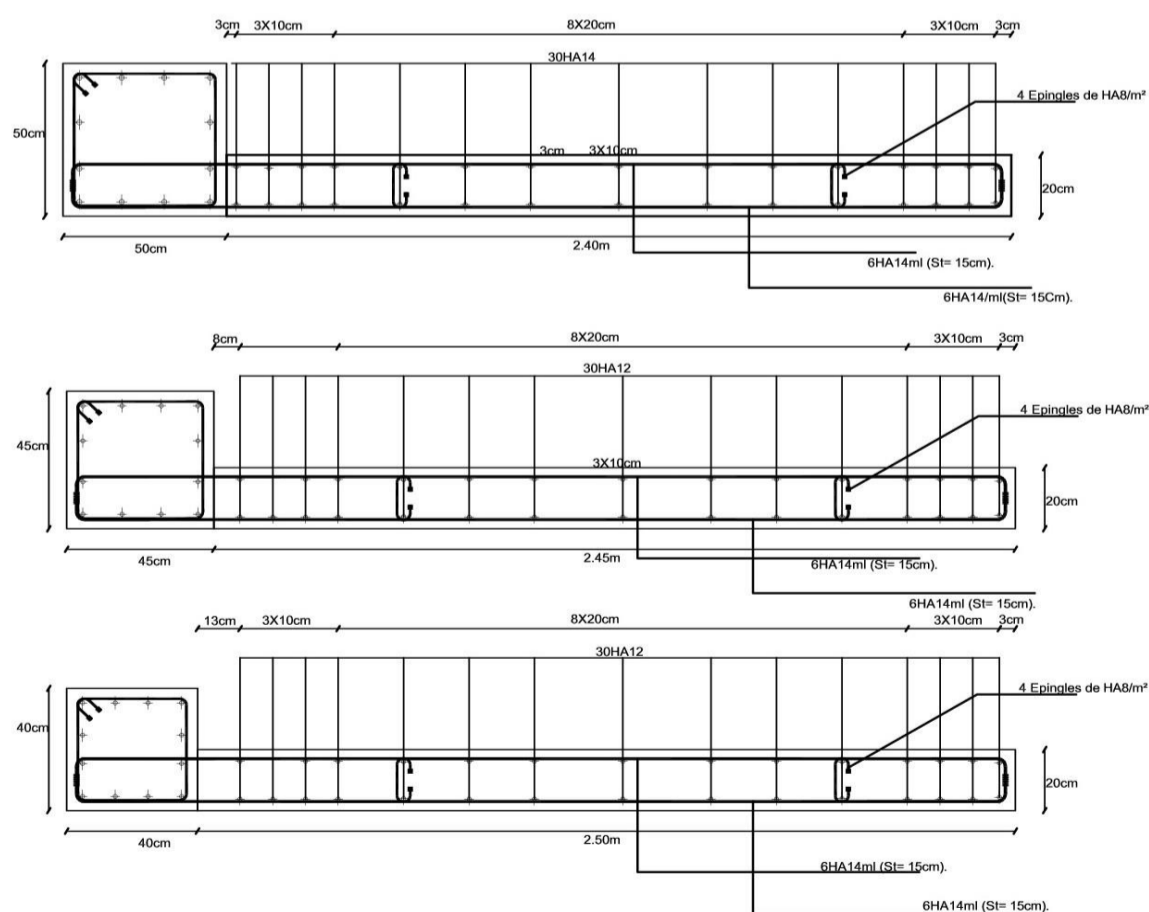
Figure V 22: Détails d'armatures(V4).

Voiles (V5) ; L= 1.00m ; Avt adoptée = 23.1Cm<sup>2</sup> ; soit 15HA14 sur les 2 nappes dans la zone tendue des voiles. (7HA14/nappe).

Zones		I	II	III	Voiles (V5)
L(m)		2.4	2.4	2.4	
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		4.5	1.45	1.12	
Contraintes minimales (Mpa)		-5.97	-3.12	-1.88	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		1.37	1.64	1.5	
Lt (m)		1.03	0.76	0.9	
d(m)		0.53	0.4	0.5	
Bande 1	N1 (KN)	470.11	184	272	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	13.5	5.29	7.82	
Bande 2	N2 (KN)	153.7	112.32	33.6	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	4.42	3.23	0.97	
Av total (cm <sup>2</sup> )		17.9	8.52	8.79	
Avt adoptée (Cm <sup>2</sup> )		15HA14 (23.1cm <sup>2</sup> )	15HA12 (16.95 Cm <sup>2</sup> )	15HA12 (16.95Cm <sup>2</sup> )	
Amin (Cm <sup>2</sup> )		9.6	9.6	9.6	
A H / nappe (Cm <sup>2</sup> )		9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24Cm <sup>2</sup> (6 HA14) /ml	
Choix / nappe (Avt)		7HA14 (10.78cm <sup>2</sup> )	7HA12 (7.91 Cm <sup>2</sup> )	7HA12(7.91 Cm <sup>2</sup> )	
Av dans toute la section du voile		30HA14 (46.2 Cm <sup>2</sup> )	30HA12 (33.9Cm <sup>2</sup> )	30HA12 (33.9Cm <sup>2</sup> )	
A Transversales		4 épingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4 épingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	10	10	10	
	Zone courante (Cm)	20	20	20	
St (AH) (Cm)		15	15	15	
Contrainte (MPA)	BAEL	0.39 < 3.26 Mpa			C V
	RPA	2.96 < 5Mpa			C V
Vérification à L'E L S		0.85 < 15 Mpa			C V

Tableau V 12: Résultats sur le dimensionnement (V5).

Plan de Ferrailage des voiles.(V5: L= 2.40m)



Voiles( V5), (Zone 1).

Voiles( V5), (Zone 2).

Voiles( V5), (Zone 3).

Figure V 23: Détails d'armatures (V5).

Voiles (V6) ; L= 3.00m ; Avt adoptée = 23.1Cm<sup>2</sup> ; soit 18HA14 sur les 2 nappes dans la zone tendue des voiles. (9HA14 /nappe).

Zones		I	II	III	
L(m)		3	3	3	Voiles (V6)
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		4.07	1.99	1.49	
Contraintes minimales (Mpa)		-6.21	-3.58	-1.69	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		1.81	1.93	1.59	
Lt (m)		1.19	1.07	1.41	
d(m)		0.6	0.6	0.75	
Bande 1	N1 (KN)	557.4	309	186	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	16.02	8.88	5.34	
Bande 2	N2 (KN)	181.72	73.79	11.54	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	5.22	2.12	3.21	
Av total (cm <sup>2</sup> )		21.24	11	8.55	
Avt adoptée		18HA14 (27.72cm <sup>2</sup> )	18HA12(20.34 Cm <sup>2</sup> )	18HA10 (14.22 Cm <sup>2</sup> )	
Amin		12	12	12	
A H / nappe		9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24Cm <sup>2</sup> (6 HA14) /ml	
Choix / nappe (Avt)		9HA14 (13.86Cm <sup>2</sup> )	9HA12 (10.17Cm <sup>2</sup> )	9HA10 (7.9Cm <sup>2</sup> )	
Av dans toute la section du voile		36HA14 (55.44 Cm <sup>2</sup> )	36HA12 (40.68 Cm <sup>2</sup> )	36HA10 (28.44 Cm <sup>2</sup> )	
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	10	10	10	
	Zone courante (Cm)	20	20	20	
St (AH) (Cm)		15	15	15	
Contrainte (MPA)	BAEL	0.39 < 3.26 Mpa			CV
	RPA	2.49 < 5Mpa			CV
Vérification à L'E L S		0.28 < 15 Mpa			CV

Tableau V 13: Résultats sur le dimensionnement (V6).

Plan de Ferrailage des voiles.(V6: L= 3.00m)

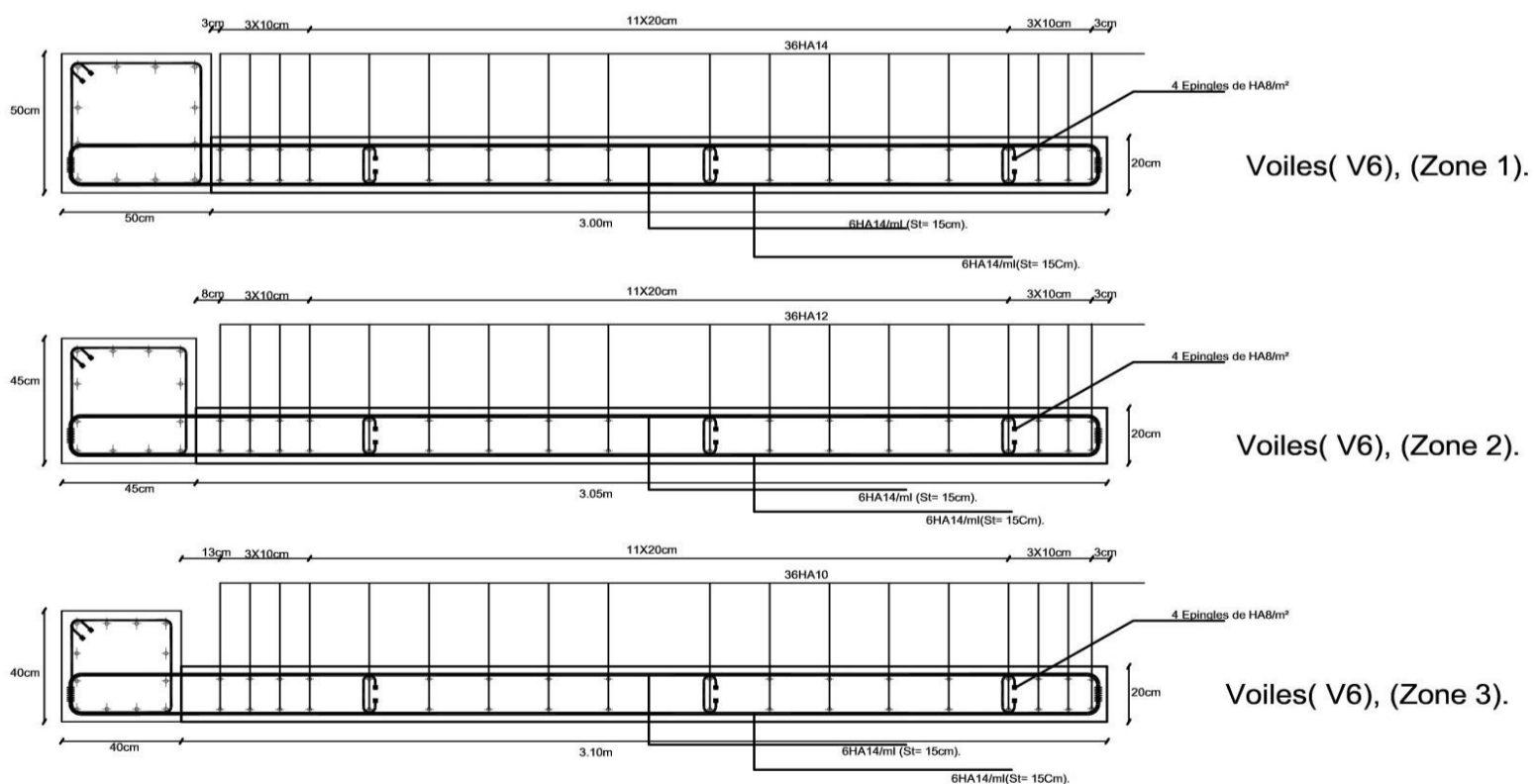


Figure V 24: Détails d'armatures (V6).

Voiles (V7) ; L= 1.80m ; Avt adoptée = 13.56Cm<sup>2</sup> ; soit 12HA12 sur les 2 nappes dans la zone tendue des voiles. (6HA12 /nappe).

Zones		I	II	III	Voiles
L(m)		1.8	1.8	1.8	V7
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		2.25	2.95	3.38	
Contraintes minimales (Mpa)		-4.55	-4.42	-4.49	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		1.21	1.93	1.03	
Lt (m)		0.59	1.08	0.77	
d(m)		0.3	0.4	0.4	
Bande 1	N1 (KN)	203.7	225.2	266	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	5.85	6.47	7.64	
Bande 2	N2 (KN)	64.96	62.72	79.92	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	1.87	1.8	2.3	
Av total (cm <sup>2</sup> )		7.72	8.27	9.94	
Avt adoptée		13.56 (soit : 12HA12)	13.56 (soit : 12HA12)	13.56 (soit : 12HA12)	
Amin (Cm <sup>2</sup> )		7.2	7.2	7.2	
A H / nappe		5.65 Cm <sup>2</sup> (5HA12) /ml	5.65 Cm <sup>2</sup> (5HA12) /ml	5.65 Cm <sup>2</sup> (5HA12) /ml	
Choix / nappe (Avt)		6HA12 (6.78cm <sup>2</sup> )	6HA12 (6.78cm <sup>2</sup> )	6HA12 (6.78cm <sup>2</sup> )	
Choix de deux nappes		24HA12 (27.12Cm <sup>2</sup> )	24HA12 (27.12Cm <sup>2</sup> )	24HA12 (27.12Cm <sup>2</sup> )	
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	10	10	10	
	Zone courante (Cm)	20	20	20	
St (AH) (Cm)		20	20	20	
Contrainte (MPa)	BAEL	0.42 < 3.26 Mpa			CV
	RPA	1.69 < 5Mpa			CV
Vérification à L'E L S		0.67 < 15 Mpa			CV

Tableau V 14: Résultats sur le dimensionnement (V7).

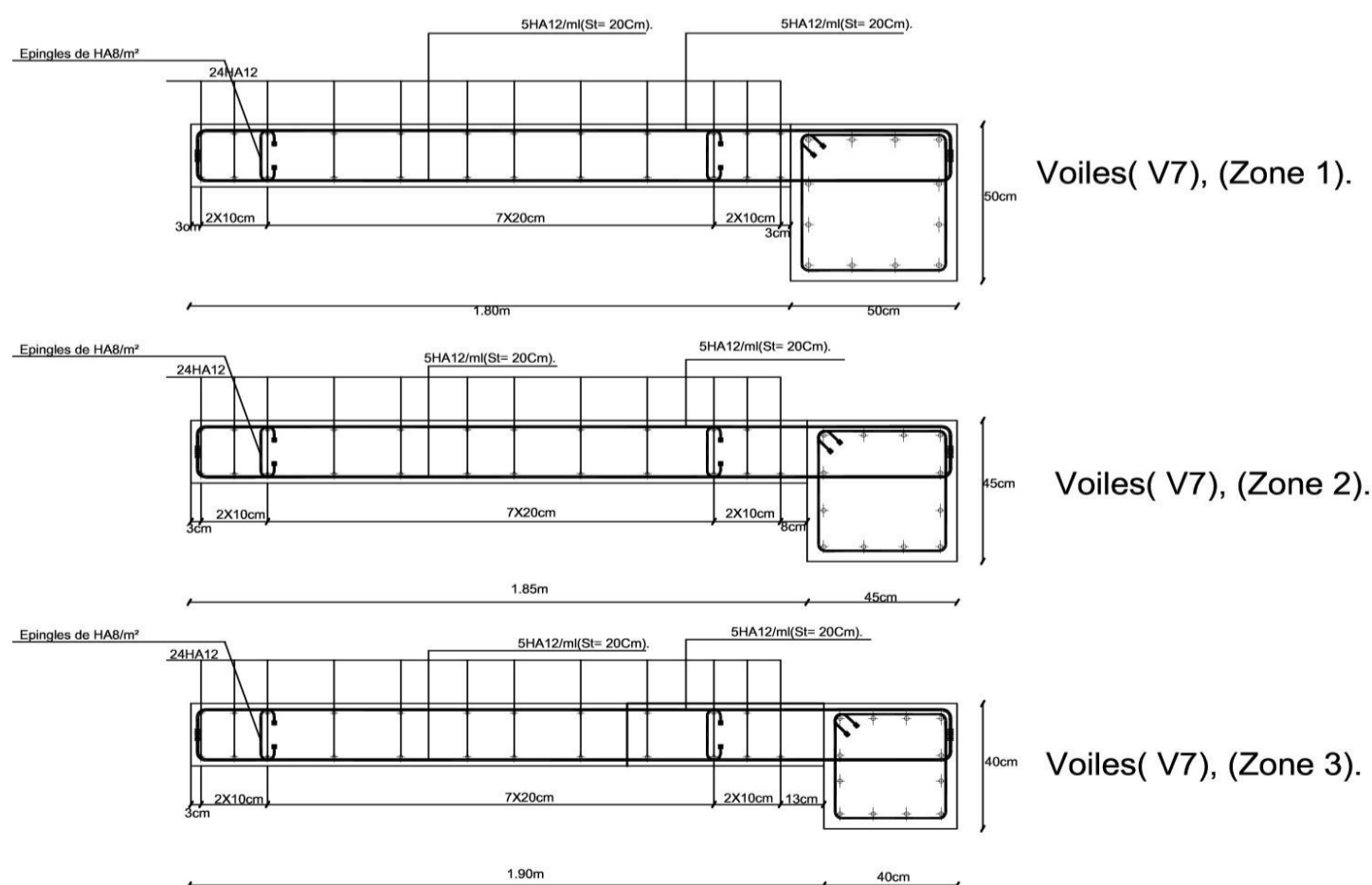


Figure V 25: Détails d'armatures (V7).

Voiles (V8) ; L= 2.80m ; Avt adoptée = 27.72Cm<sup>2</sup> ; soit 18HA14 sur les 2 nappes dans la zone tendue des voiles. (9HA14 /nappe).

Zones		I	II	III	Voiles
L(m)		2.8	2.8	2.8	V8
e (m)		0.2	0.2	0.2	
Contraintes maximales (Mpa)		2.96	1.07	0.75	
Contraintes minimales (Mpa)		-6.32	-3.2	-2.32	
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Lc (m)		1.91	2.1	2.12	
Lt (m)		0.89	0.7	0.68	
d(m)		0.5	0.35	0.4	
Bande 1	N1 (KN)	454.5	224	131.2	
	Av1 (Cm <sup>2</sup> )	13.06	6.44	3.77	
Bande 2	N2 (KN)	108.03	112	26.88	
	Av2 (Cm <sup>2</sup> )	3.1	3.22	0.77	
Avt total (cm <sup>2</sup> )		16.16	9.66	4.54	
Avt adoptée (cm <sup>2</sup> )		18HA14 (27.72cm <sup>2</sup> )	18HA12(20.34 cm <sup>2</sup> )	18HA10 (14.22cm <sup>2</sup> )	
Amin (Cm <sup>2</sup> )		11.2	11.2	11.2	
A H / nappe		9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	9.24 Cm <sup>2</sup> (6HA14) /ml	
Choix / nappe (Avt)		9HA14 (13.86cm <sup>2</sup> )	9HA12(10.17cm <sup>2</sup> )	9HA10 (7.11cm <sup>2</sup> )	
Av dans toute la section du voile		(55.44Cm <sup>2</sup> )36HA14	(40.68Cm <sup>2</sup> )36HA12	(28.44Cm <sup>2</sup> ) 36HA10	
A Transversales		4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	4epingles de HA8 /m <sup>2</sup>	
St	Zone d'extrémité (cm)	10	10	10	
	Zone courante (Cm)	20	20	20	
St (AH) (Cm)		15	15	15	
Contrainte (MPa)	BAEL	0.57 < 3.26 Mpa			CV
	RPA	0.84 < 5Mpa			CV
Vérification à L'E L S		1.12 < 15 Mpa			CV

Tableau V 15: Résultats sur le dimensionnement (V8).

Plan de Ferrailage des voiles.(V8: L= 2.80m)

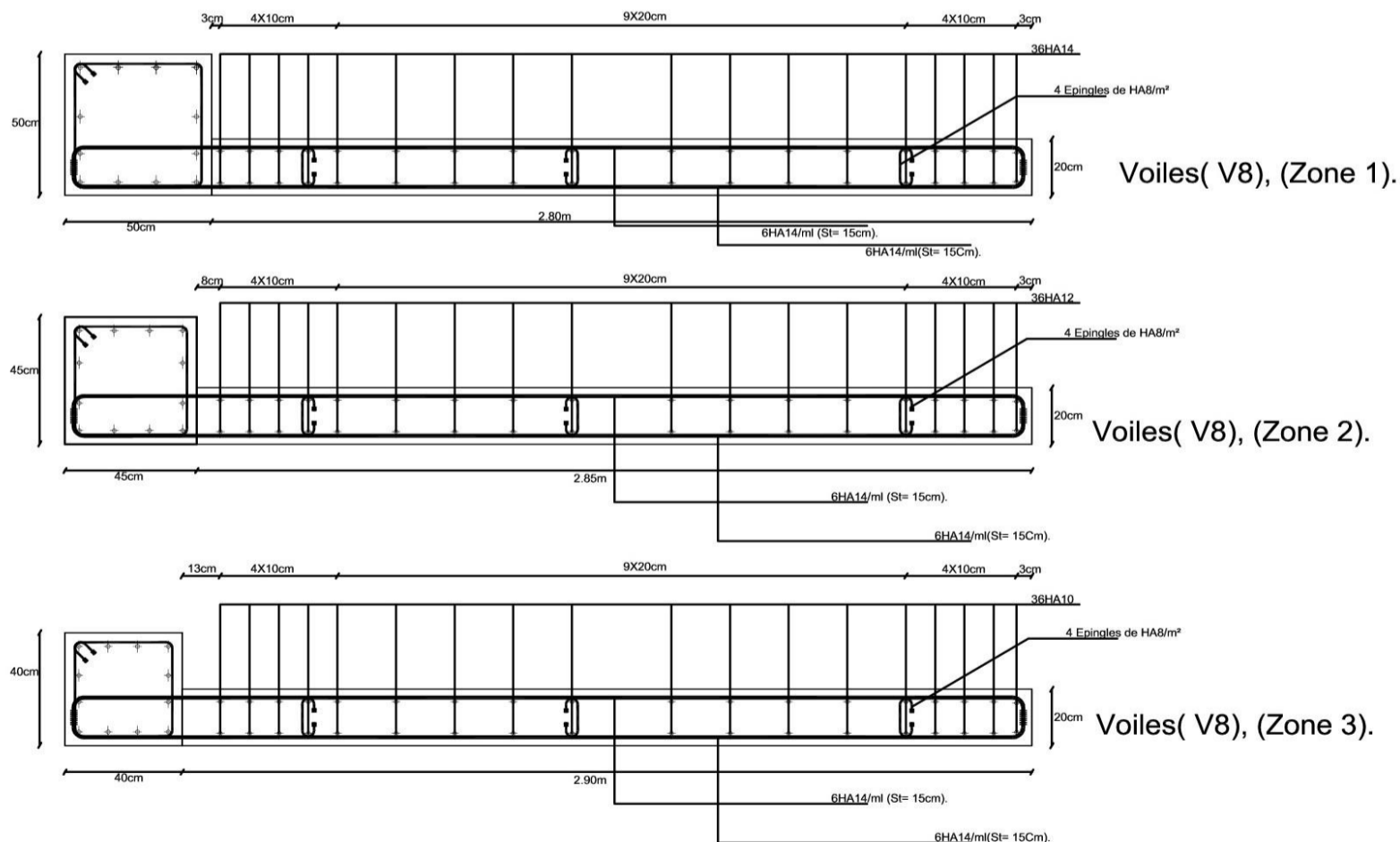


Figure V 26: Détails d'armatures (V8).

## **V.4 : Les voiles périphériques.**

### **V.4.1 : Introduction.**

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée du bâtiment et faciliter la reprise des poussées de terres ; le voile périphérique en béton armé est nécessaire ; il est armé d'un double quadrillage d'armature. Epaisseur  $\geq 15$ , pour le projet, on opte pour 20cm d'épaisseur.

Les barres sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimum d'armature est de 0.1% dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

Sur le plan d'architecture, les voiles périphériques s'élèvent jusqu'au 1<sup>er</sup> sous-sol, en effet, il y a une partie où les voiles occupent les 2 sous-sol avec 7.14m de hauteur et un autre sens où ils occupent la hauteur de 2eme Sous-sol, donc, lors de calcul, on aura 2 types de voiles avec les valeurs de contraintes non similaires.

Après la modélisation sur Etabs17, on procédera à l'application de charges horizontales qui représentent la force des poussées de terres contrairement aux charges gravitationnelles, le diagramme de contraintes dans les voiles est trapézoïdal en raison de surcharge d'exploitation(Q) ; par conséquent, la valeur de la contrainte moyenne suffit pour les calculs.

Le calcul de dimensionnement se fera en flexion simple, donc, les moments (M11 et M22) correspondant respectivement aux aciers horizontales et verticales nous permettront de déterminer les sections des barres nécessaires.

Tous les paramètres nécessaires à la détermination des sollicitations comme le poids spécifique du sol( $\gamma$ ), Angle du frottement interne du sol, nous ont été fournis par le Bureau d'Etude en charge du projet sur base des résultats mentionnés dans le rapport du sol fait après les essais expérimentaux réalisés sur le site par le Géotechnicien.

### **V.4.2 : Détermination des sollicitations.**

Le voile sera modélisé par Etabs 17 et il sera soumis à la poussée de terres au repos ainsi qu'aux surcharges d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>.

Le calcul se fait par une bande d'1m de largeur.

Surcharge d'exploitation,  $Q = 2.5\text{KN/m}^2$ .

Poids spécifique du sol,  $\gamma = 22.7\text{ KN/m}^3$

Angle du frottement interne du sol,  $\varphi = 38.6^\circ$

Coefficient des poussées de terre au repos,  $K_0$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.37$$

### V.4.3 : Calcul des forces de poussée sur le mur.

Cette charge est variable selon la hauteur du mur :

$$\sigma = K_0 \cdot \gamma \cdot h + Q K_0.$$

$$\text{Pour } h = 0 ; \sigma_{min1} = 0.93 \text{KN/m}^2 \quad \text{Pour } h = 0 ; \sigma_{min2} = 0.93 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 7.14 \text{m} ; \sigma_{max1} = 60.90 \text{KN/m}^2 \quad \text{Pour } h = 4.08 \text{m} ; \sigma_{max2} = 35.20 \text{KN/m}^2$$

1er Cas.

2eme cas.

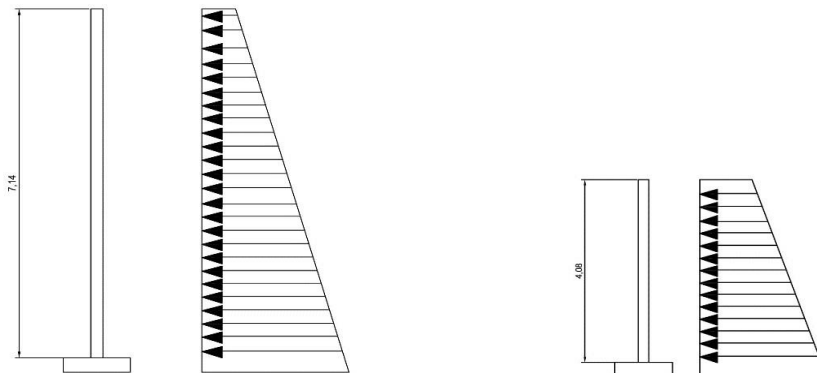


Figure V 27: Diagramme des efforts dues aux poussées des terres.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Pour le cas 1 :

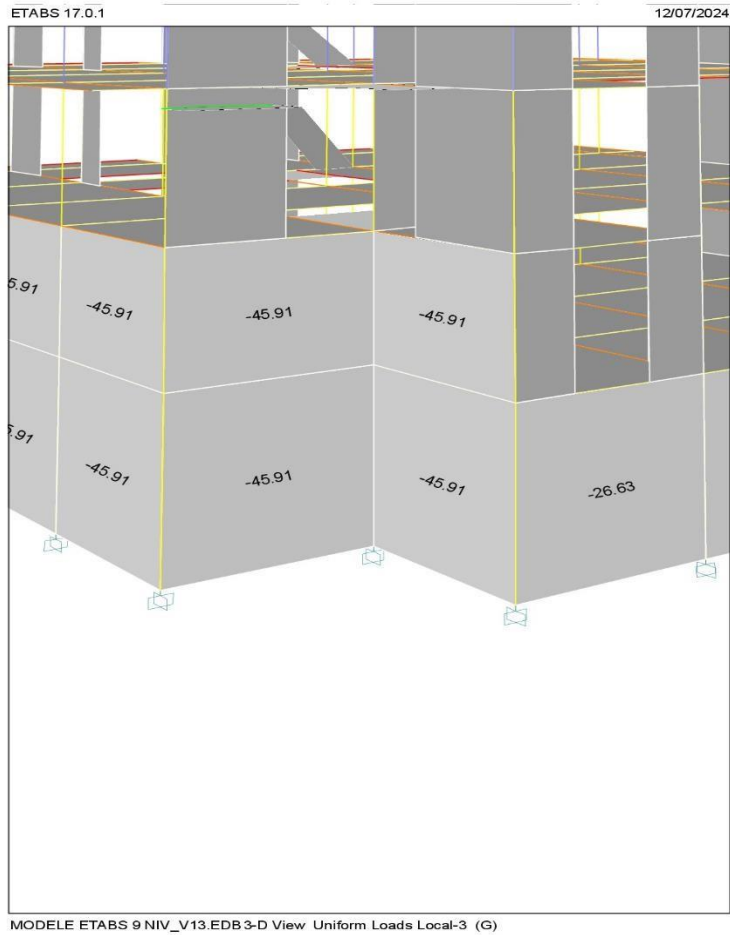
$$\sigma_{moy1} = \frac{3 \cdot 60.90 \text{KN/m}^2 + 0.93 \text{KN/m}^2}{4}$$

$$\sigma_{moy1} = 45.91 \text{ KN/m}^2.$$

Pour le cas 2 :

$$\sigma_{moy2} = \frac{3 \cdot 35.20 \text{KN/m}^2 + 0.93 \text{KN/m}^2}{4}$$

$$\sigma_{moy2} = 26.63 \text{ KN/m}^2$$



*Figure V 28: Modelisation du voile peripheriques.*

#### **V.4.4 : Calcul des sections des armatures.**

On fait le calcul du voile en flexion simple sur une bande de 1m et les combinaisons prises en compte sont les suivantes :

$1.35G+1.5Q$  à L'ELU.

$G+Q\pm E$  } Combinaisons d'actions sismiques (RPA99).  
 $0.8G\pm E$  }

✓ **Les barres verticales.**

$M_{22} = 4.03 \text{ KNm}$  (Logiciel Etabs 17).

$$A_{vt} = 0.59 \text{ Cm}^2$$

$A_{vt}$  Adoptée =  $3.93 \text{ cm}^2$  ; Soit : 5HA 10/ml ; St = 20cm

✓ **Les barres horizontales.**

Selon le BAEL :  $A_H = A_{4st} = 0.98 \text{ cm}^2$

$A_H$  Adoptée =  $3.93 \text{ Cm}^2$  ; Soit : 5HA 10/ml ; St = 20cm

### **V.4.5 : Section minimale d'armature.**

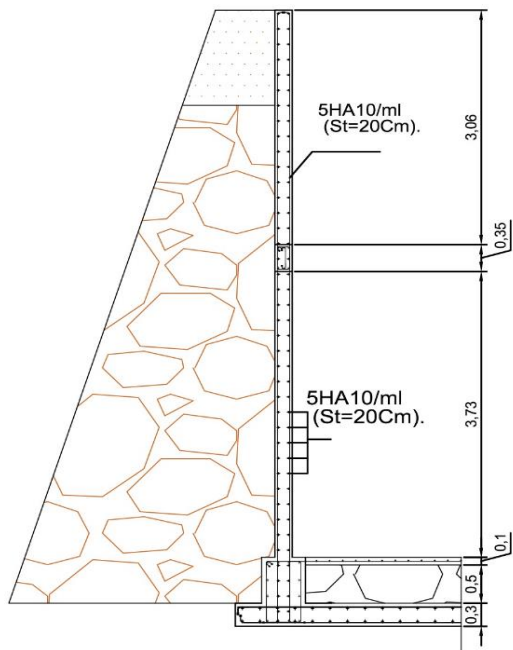
Condition exigée par le RPA 99/2003.

Le RPA99/2003 préconise le pourcentage minimum de 0.10% de la section dans les deux sens :

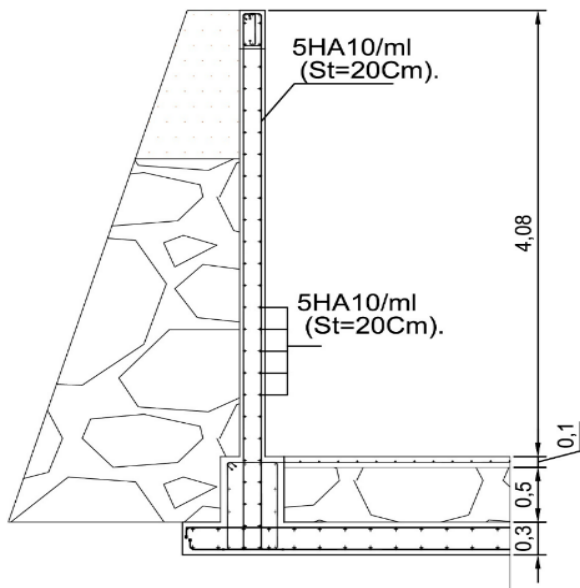
$$A_{min} = 0.1\% * 20\text{cm} * 100\text{cm} = 2 \text{ Cm}^2$$

$A_{vt}$  Adoptée =  $3.93 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ Cm}^2$  ; La condition est vérifiée.

$A_H$  Adoptée =  $3.93 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ Cm}^2$  ; La condition est vérifiée.



*Figure V 29: Plan de ferrailage de voiles peripheriques.*



*Figure V 30: Plan de ferrailage de voiles peripheriques.*

## **Chapitre VI : Etude de L'infrastructure.**

## VI.1 : Introduction.

Dans ce chapitre, nous aborderons la modélisation et le dimensionnement des fondations de l'immeuble contreventé par les voiles, afin de clore l'étude de ce projet. L'analyse structurale a été réalisée à l'aide des logiciels Etabs17 et Safe 2016.

La modélisation initiale de la structure a été effectuée sur Etabs17, permettant une analyse détaillée des éléments verticaux et horizontaux du bâtiment. Afin de garantir une transition fluide et précise des données pour l'analyse des fondations, le modèle a été importé depuis Etabs17 vers Safe 2016.

Safe 2016 a été utilisé pour le dimensionnement spécifique des fondations, permettant de prendre en compte les diverses sollicitations et conditions de sol rencontrées. Ce processus d'importation assure une continuité et une cohérence des données structurales, permettant ainsi une analyse plus approfondie et précise des éléments de fondation. Le dimensionnement des fondations vise à garantir la stabilité et la durabilité de la structure, en s'assurant que toutes les charges et contraintes sont correctement réparties et supportées par le sol.

Cette section détaillera les étapes de modélisation, d'importation et d'analyse effectuées pour assurer un dimensionnement optimal des fondations, en soulignant les critères et les méthodes utilisés pour évaluer la capacité portante et la stabilité globale de l'infrastructure.

## VI.2 : Définition.

On appelle infrastructure ; la partie enterrée d'un ouvrage, recevant tous les efforts et contraintes de la superstructure pour les transmettre au sol d'assise (bon sol) directement par les fondations superficielles ou les fondations profondes.

On distingue 3 types de fondations :

- Fondations superficielles.
  - Semelles isolées.
  - Semelles filantes.
  - Radier général.
- Fondations semi profonde.
- Fondation par Puits.
- Fondations profondes.
- Fondation par pieux.

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs comme :

La nature du sol.

La capacité portante du sol ou la contrainte admissible ( $\bar{\sigma}_{sol}$ ).

L'intensité des charges transmises.

L'ancrage du bâtiment.

Pour l'étude de la fondation, on prendra en compte les combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q. \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS).}$$

$$G + Q \pm E.$$

$$0.8G \pm E.$$

### VI.3 : Choisir le type de fondation.

#### VI.3.1 : 1<sup>er</sup> Cas : Semelles isolées.

##### ➤ Dimensionnement.

On détermine la section d'une semelle isolée par cette relation :

$$\frac{Ns_{max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} .$$

$Ns_{max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à L'ELS (Déduit du logiciel Etags17).

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol. Selon le rapport géotechnique fait dans le cadre de ce projet sa valeur est de 2.5 bars.

Homothétie des dimensions.

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} .$$

Ayant les sections carrées des poteaux ; A= B.

$$B^2 \geq \frac{Ns_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Ns_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \geq \sqrt{\frac{1287 \text{ KN}}{250 \text{ KN/m}^2}} = 2.27 \text{ m}$$

On prend : B= 2.30m.

##### Remarque.

Même si la distance minimale entre axe des poteaux (3.50m) peut permettre d'accueillir deux semelles isolées sans qu'il y ait un chevauchement, ce type de fondation n'est pas adéquat car le sol n'est pas homogène sur toute la plateforme destinée au projet.

**VI.3.2: 2eme cas : Semelles filantes.****VI.3.2.1 : Détermination de la section totale.**➤ **Semelles sous poteaux (suivant Y).**

Les efforts dans les poteaux de file C.

Poteaux	ei (m)	Ni en KN (ELS)	Ni * ei (KNm)	Mi (KNm)
C11	10.35	1060.09	10971.9315	7.16
C12	6.05	1040.32	6293.936	8.15
C13	1.75	968.84	1695.47	6.1
C14	-1.75	940.95	-1646.6625	10.64
C15	-6.05	993.99	-6013.6395	6.73
C16	-10.35	254.24	-2631.384	6.93
		$\Sigma Ni=5258.43$	$\Sigma Ni =8669.6515$	45.71

*Tableau VI 1: Les efforts internes des poteaux.*

$$e = \frac{\Sigma Ni e_i + \Sigma Mi}{R} = \frac{(8669.65 + 45.71) \text{ KNm}}{5258.43 \text{ KN}} = 1.65 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} ; = \frac{21.20 \text{ m}}{6} = 3.53 \text{ m}$$

$e < \frac{L}{6} \rightarrow$  La répartition est trapézoïdale.

$$B \geq \frac{q(l/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_S (1 + \frac{3e}{L})}{\sigma_{sol} * L} ;$$

$$B \geq \frac{5258.43 (1 + \frac{3 * 1.65 \text{ m}}{21.20 \text{ m}})}{250 \text{ KN/m}^2 * 21.20 \text{ m}}$$

$$B \geq 1.22 \text{ m}$$

On prend  $B = 1.50 \text{ m}$ .

Nombre des files à considérer : 6files (5files de 21.20m de longueur et 1file de 12.60m de longueur)

$$S_{Tot 1} = 1.50 \text{ m} * 21.20 \text{ m} * 5 + (1.50 \text{ m} * 12.60 \text{ m}) = 177.9 \text{ m}^2$$

Remarque : Pour les semelles sous poteaux ; On a considéré le sens y a cause du Lmax et le fait que c'est là où se trouve le poteau le plus sollicité de la structure sous la combinaison ELS.

➤ **Semelles filantes sous voiles (Suivant X).**

Voiles	Longueur (L)	File	Nombre (n)	Ns (KN)	B (m)	Section (S) m <sup>2</sup>
V1	3.6	6	5	242.83	0.3	5.4
V2	3.6	5	3	512.2	0.56	4.1
V3	1.4	4	2	294.78	0.84	2.35
V4	1.4	5	2	540.83	1.55	4.34
V5	2.8	2	3	534.24	0.8	6.72
V6	1.4	1	2	525.11	1.5	4.2
						<b>S<sub>Tot2</sub> = 27.11</b>

*Tableau VI 2: Section des semelles filantes sous voiles.*

La surface totale des semelles filantes ( $S_T$ ).

$$S_T = S_{Tot1} + S_{Tot2}$$

$$S_T = 177.9\text{m}^2 + 27.11\text{m}^2 = 205.01\text{m}^2$$

La surface totale de la structure ( $S_{TS}$ .)

$$S_{TS} = 21.20\text{m} \times 21\text{m} = 445.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Ratio} = \frac{205.01}{445.2} = 0.46$$

**Remarque :**

La surface totale des semelles filantes représente 46% de la surface totale de la structure.

Même si la surface totale des semelles filantes représente moins de 50% de la surface totale, le choix se portera à la fondation de type radier général en raison de l'avantage économique qui prévaut par rapport aux semelles filantes.

**VI.3.3 : Radier General.**

**VI.3.3.1 : Prédimensionnement.**

Epaisseur de la dalle du radier « hr »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$hr \geq \frac{4.30\text{m}}{20} \geq 21.50\text{cm}$$

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

Epaisseur des nervures «  $h_n$  ».

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{430}{8} = 53.75\text{cm} \leq h_n \leq \frac{430}{5} = 86\text{cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}. \text{ (Condition de la longueur élastique).}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{max}$  : Distance entre axes maximale des poteaux.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale déferée. ( $E= 10818.86$  Mpa).

$b$  : Largeur de la nervure du radier.

$I$  : Inertie de la section du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

$K$  : Coefficient de raideur du sol ( $K=120 * \bar{\sigma}_{adm}$ ).

$$K= 30 \text{ Mpa}$$

On déduit de cette formule que :

$$h_n \geq \sqrt[3]{12 \left( \frac{2^4 K L_{max}^4}{\pi^4 4E} \right)}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{12 \left( \frac{2^4 30 * 4.30^4}{3.14^4 * 4 * 10818.87} \right)}$$

$$h_n \geq 0.77\text{m}$$

On opte dans les deux sens pour  $h_n = 80\text{cm}$ .

Largeur des nervures «  $b_n$  »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 0.4 * 80 = 32\text{cm} \leq b_n \leq 0.7 * 80 = 56\text{cm}.$$

$$b_n = 35\text{cm}.$$

Epaisseur de la dalle flottante «  $h_d$  »

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \rightarrow \frac{430}{50} = 8.6\text{cm} \leq h_d \leq \frac{430}{40} = 10.75\text{cm}$$

$$h_d = 10\text{cm}.$$

### Conclusion.

Les dimensions définitives du radier.

Hauteur des nervures :  $h_n = 80\text{cm}$ .

Largeur des nervures :  $b_n = 50\text{cm}$ .

Hauteur de la dalle du radier :  $h_r = 30\text{cm}$ .

Hauteur de la dalle flottante :  $h_d = 10\text{cm}$ .

Enrobage :  $c = 5\text{cm}$  (Article A.7.1 du BAEL).

La surface du radier.

$$S_{radier} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}}$$

$N_S$  est l'effort normal à l'ELS induit par l'ensemble des éléments de la superstructure tel que :  $N_S = G_{SS} + Q_{SS}$ .

$$G_{SS} = 41782.28\text{KN} \quad \text{et} \quad Q_{SS} = 6403.26\text{KN}$$

Combinaison d'actions

$$N_S \text{ (ELS)} = 41782.28\text{KN} + 6403.26\text{KN} = 48185.53\text{KN}$$



## VI.4 : La modélisation avec le logiciel SAFE16.

### VI.4.1 : Définition des sections des nervures.

Comme mentionné dans la phase prédimensionnement, d'abord, la section des nervures (50x80) cm<sup>2</sup> doit être introduit pour créer un autre élément de la structure ; ensuite on valide les matériaux qui sont similaires à ceux de la superstructure notamment le béton et l'acier avec leurs propriétés mécaniques.

Enfin ; viens l'étape du dessin pour introduire les nervures conformément au plan d'architecture.

Puisqu'il s'agit d'un ouvrage enterré, on utilisera donc le module de déformation longitudinale différé. ( $E_{vj} = 10818.87\text{Mpa}$ ).

### VI.4.2 : Définition de la dalle du radier.

La dalle du radier est de 30cm d'épaisseur ; il sera modélisé comme une dalle pleine avec les mêmes propriétés que pour les autres éléments du type dalle pleine de la structure en tenant compte du débord de 45cm.

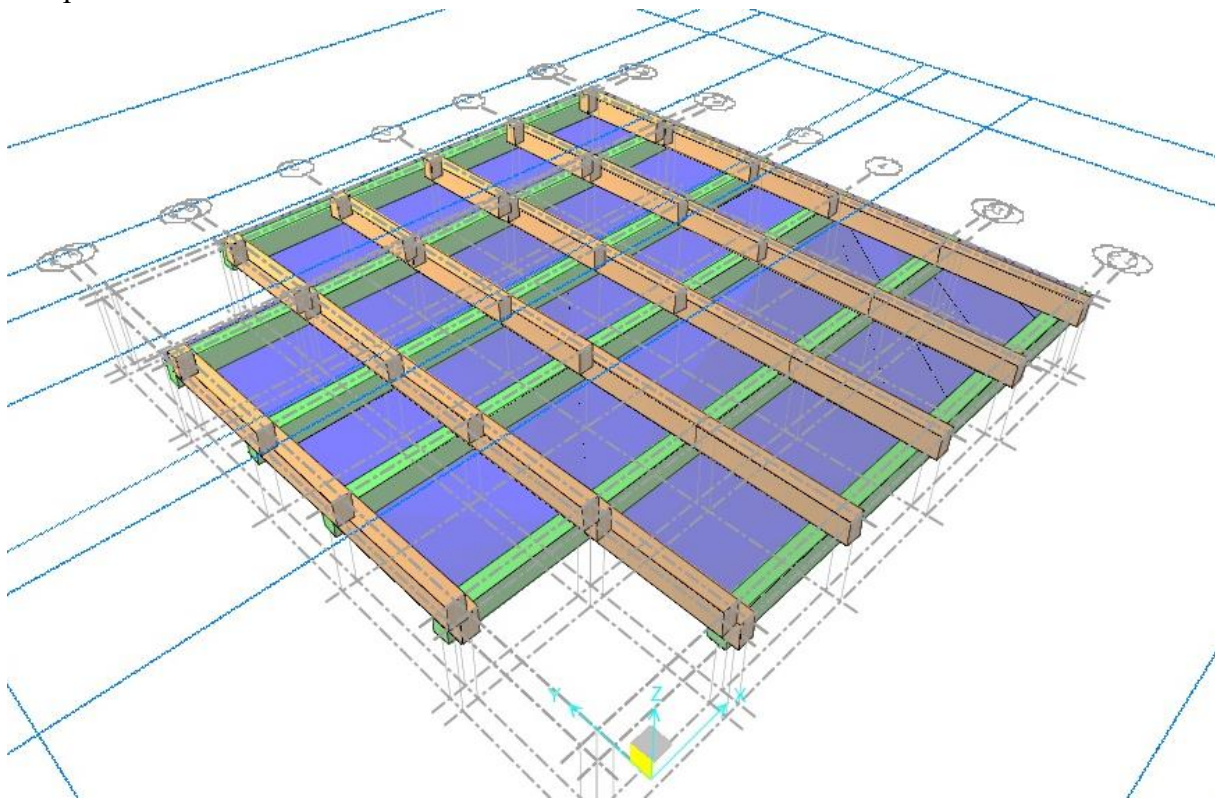


Figure VI 2: Modèle du radier général sur SAFE16.

### VI.4.3 : Application des charges G et Q.

#### VI.4.4 .1 : Evaluation des charges appliquées sur le radier.

$$G \text{ du remblai} = \gamma_{\text{Remblai}} * ep = 18\text{KN/m}^3 * 0.50\text{m} = 9\text{KN/m}^2$$

$$G \text{ de la dalle flottante} = \gamma_{\text{Beton}} * ep = 25\text{KN/m}^3 * 0.10\text{m} = 2.5\text{KN/m}^2$$

$$G \text{ total} = 11.5 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{KN /m}^2 \text{ (Usage commercial).}$$

#### VI.4.4 : Vérification des contraintes.

Dans cette section, il est question de déterminer les valeurs des contraintes transmises au sol afin de faire une comparaison avec la valeur de contrainte admissible ( $\sigma_{adm}$ ).

Pour ce faire, on doit déterminer :

Le centre de gravité du radier.

$$X_G = 10.96 \text{cm}$$

$$Y_G = 11.75 \text{cm}$$

Le centre de pression.

Afin de déterminer le centre de pression des forces agissant sur le radier, on utilise les formules suivantes :

$$F_t \cdot X_{cp} = \Sigma M_{yi} + \Sigma F_{zi} \cdot X_i$$

$$F_t \cdot Y_{cp} = \Sigma M_{xi} + \Sigma F_{zi} \cdot Y_i$$

$$X_{cp} = \frac{\Sigma M_{yi} + \Sigma F_{zi} \cdot X_i}{F_t}$$

$$Y_{cp} = \frac{\Sigma M_{xi} + \Sigma F_{zi} \cdot Y_i}{F_t}$$

VI.4.4.1 : Les efforts internes à la base.

Elément Label	Xi	Yi		Fzi	Mxi	Myi		
	Mm	mm		KN	KN-m	KN-m		
							Fzi*yi	Fzi * xi
141	0	5700	ELU	2324.28	-182.93	-18.38	13248.37	0.00
145	0	10000	ELU	1722.46	-245.82	-3.13	17224.62	0.00
149	0	13500	ELU	1592.80	-384.33	0.94	21502.78	0.00
153	0	17800	ELU	969.20	-107.11	-18.95	17251.76	0.00
157	4100	1400	ELU	1689.54	-38.72	-0.67	2365.35	6927.11
161	4100	5700	ELU	1270.24	-20.13	-2.38	7240.36	5207.98
165	4100	10000	ELU	1208.45	-14.21	-2.98	12084.49	4954.64
169	4100	13500	ELU	1195.60	-8.57	-3.33	16140.60	4901.96
173	4100	17800	ELU	2634.38	-92.22	2.11	46891.96	10800.96
177	4100	22100	ELU	599.51	-125.20	-26.05	13249.07	2457.97
181	8200	1400	ELU	1431.13	-4.15	-4.28	2003.58	11735.24
185	8200	5700	ELU	1404.43	-11.00	-2.98	8005.27	11516.35
189	8200	10000	ELU	1307.93	-8.17	-3.48	13079.33	10725.05
193	8200	13500	ELU	1270.28	-14.36	-3.70	17148.81	10416.31
197	8200	17800	ELU	1341.89	-9.08	-3.50	23885.61	11003.48
201	8200	22100	ELU	1335.18	-7.32	-80.09	29507.52	10948.49
205	12300	1400	ELU	1702.00	-10.31	-11.10	2382.80	20934.61
209	12300	5700	ELU	1297.25	-11.55	-4.26	7394.31	15956.14
213	12300	10000	ELU	1231.18	-7.88	-3.57	12311.76	15143.46
217	12300	13500	ELU	1133.86	-15.51	-3.51	15307.13	13946.50
221	12300	17800	ELU	1258.14	-9.45	-5.07	22394.86	15475.10
225	12300	22100	ELU	1719.76	-7.08	-116.01	38006.64	21153.02
229	16400	1400	ELU	1437.34	-4.12	-2.50	2012.27	23572.32
233	16400	5700	ELU	1297.97	-11.66	-5.00	7398.41	21286.66
237	16400	10000	ELU	915.53	-7.20	-4.74	9155.29	15014.67
241	16400	13500	ELU	730.85	-16.74	-5.80	9866.48	11985.95
245	16400	17800	ELU	1253.22	-9.72	-6.10	22307.39	20552.88
249	16400	22100	ELU	1634.16	-8.44	-124.47	36115.02	26800.28
253	20500	1400	ELU	1887.99	-61.01	-6.08	2643.19	38703.84
257	20500	5700	ELU	1210.04	-21.09	-4.85	6897.21	24805.74
261	20500	10000	ELU	2000.87	-35.35	0.38	20008.66	41017.75
265	20500	13500	ELU	2133.18	-163.22	-15.23	28797.99	43730.29
269	20500	17800	ELU	2386.21	-479.12	-26.57	42474.49	48917.25
273	20500	22100	ELU	1276.52	-105.87	-76.31	28211.10	26168.67
832	4100	6700	ELU	408.31	-33.99	-0.29	2735.68	1674.07
841	4100	16800	ELU	383.88	-0.79	-4.46	6449.20	1573.91
870	1400	10000	ELU	514.17	-0.79	-4.10	5141.67	719.83
879	1400	13500	ELU	790.20	-1.94	-15.69	10667.64	1106.27
888	19100	10000	ELU	181.19	-11.52	-0.14	1811.93	3460.78
897	19100	13500	ELU	423.15	-13.14	-0.11	5712.47	8082.08
902	2800	5700	ELU	218.81	-1.09	0.10	1247.24	612.68
912	18700	5700	ELU	237.28	-1.33	3.49	1352.49	4437.11
922	15400	5700	ELU	478.93	-0.94	1.49	2729.93	7375.59
932	18700	17800	ELU	189.27	-1.10	-11.08	3368.99	3539.33
941	15400	17800	ELU	458.51	-56.74	-0.66	8161.50	7061.07
944	4100	3800	ELU	425.37	-1.74	-4.29	1616.42	1744.03
948	13700	1400	ELU	324.85	-0.72	-2.48	454.80	4450.50
949	10900	1400	ELU	205.74	-1.68	-21.49	288.04	2242.61
1010	20500	4400	ELU	302.84	-0.60	-3.28	1332.49	6208.21
1057	20500	11150	ELU	546.86	-38.35	-0.39	6097.49	11210.63
1058	20500	12350	ELU	513.64	-39.43	-0.49	6343.47	10529.64
				Ft	ΣMxi	ΣMyi	ΣFzi * yi	ΣFzi * xi
				56406.36	-2464.54	-655.48	640025.92	622789.04

Tableau VI 3: Les efforts internes à la base de la structure.

$$Y_{cp} = \frac{-2464.54KNm + 640025.92KNm}{56406.36 KN} = 11.30m$$

$$X_{cp} = \frac{-655.48 KNm + 622789.04KNm}{56406.36KN} = 11.03m$$

**VI.4.4.2 : Calcul de l'excentricité.**

$$e_x = |X_G - X_{cp}| = |10.96 - 11.03| = 0.07m$$

$$e_y = |Y_G - Y_{cp}| = |11.75 - 11.30| = 0.45m$$

**VI.4.4.3 : Calcul de contraintes.**

Sens X – X.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{F_t}{B} + \frac{(F_t e_x) * v}{I_Y} \\ \sigma_{min} = \frac{F_t}{B} - \frac{(F_t e_x) * v'}{I_Y} \end{array} \right.$$

$$V' = 10.96m$$

$$V = 9.99m$$

$$I_Y = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_Y = \frac{21m * 21.20^3 m^3}{12} = 16674.22m^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{56406.36KN}{483.24m^2} + \frac{3948.45KNm * 9.99m}{16674.22m^4}$$

$$\sigma_{max} = 116.73KN/m^2 + 2.36KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 119.09KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{56406.36KN}{483.24m^2} - \frac{3948.45KNm * 10.96m}{16674.22m^4}$$

$$\sigma_{min} = 116.73KN/m^2 - 2.59KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = 114.14KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 119.09KN/m^2 + 114.14KN/m^2}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 117.85KN/m^2$$

Sens Y – Y.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{F_t}{B} + \frac{(F_t e_y) * v}{I_X} \\ \sigma_{min} = \frac{F_t}{B} + \frac{(F_t e_y) * v'}{I_X} \end{array} \right.$$

$$V' = 11.75m$$

$$V = 10.8m$$

$$I_X = 16361.1m^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{56406.36KN}{483.24m^2} + \frac{25382.86KNm * 10.8m}{16361.1m^4}$$

$$\sigma_{max} = 116.73KN/m^2 + 16.76KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 133.49KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{56406.36KN}{483.24m^2} - \frac{25382.86KNm * 11.75m}{16361.1m^4}$$

$$\sigma_{min} = 116.73KN/m^2 - 18.23KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = 98.5KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 133.49KN/m^2 + 98.5KN/m^2}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 124.74KN/m^2$$

Contrainte due au poids propre du radier.

$$\sigma_{radier} = \gamma_{moy} * h_t$$

$$\gamma_{moy} = \frac{\gamma_{beton} + \gamma_{remblai}}{2} = \frac{(25+18)KN/m^3}{2} = 21.5KN/m^3$$

$$\sigma_{radier} = 21.5KN/m^3 * 0.80m = 17.2KN/m^2$$

### Conclusion.

Suivant X :

$$\sigma_{moy\ total} = 117.85KN/m^2 + 17.2KN/m^2 = 135.05KN/m^2 < \sigma_{adm} = 250KN/m^2$$

Suivant Y :

$$\sigma_{moy\ total} = 124.74KN/m^2 + 17.2KN/m^2 = 141.94KN/m^2 < \sigma_{adm} = 250KN/m^2$$

### VI.5 : Ferrailage du radier.

Les valeurs de moments pour la détermination de sections d'armatures dans la dalle du radier sont données par le logiciel Safe17.

Ce dernier ne donne pas forcément la valeur de moment dans le sens considéré sur une bande d'un mètre comme le suggèrent les méthodes BAEL ; en effet, il tient compte des caractéristiques géométriques de la structure. Dans le cas échéant, on a suivant le sens (x) une bande de 2.15m et suivant le sens (y) une bande de 2.05m, par conséquent on va déduire les valeurs de moments sur une bande d'un mètre.

Pour simplifier les calculs, le logiciel SOCOTEC nous aidera à déterminer les valeurs de sections rapidement.

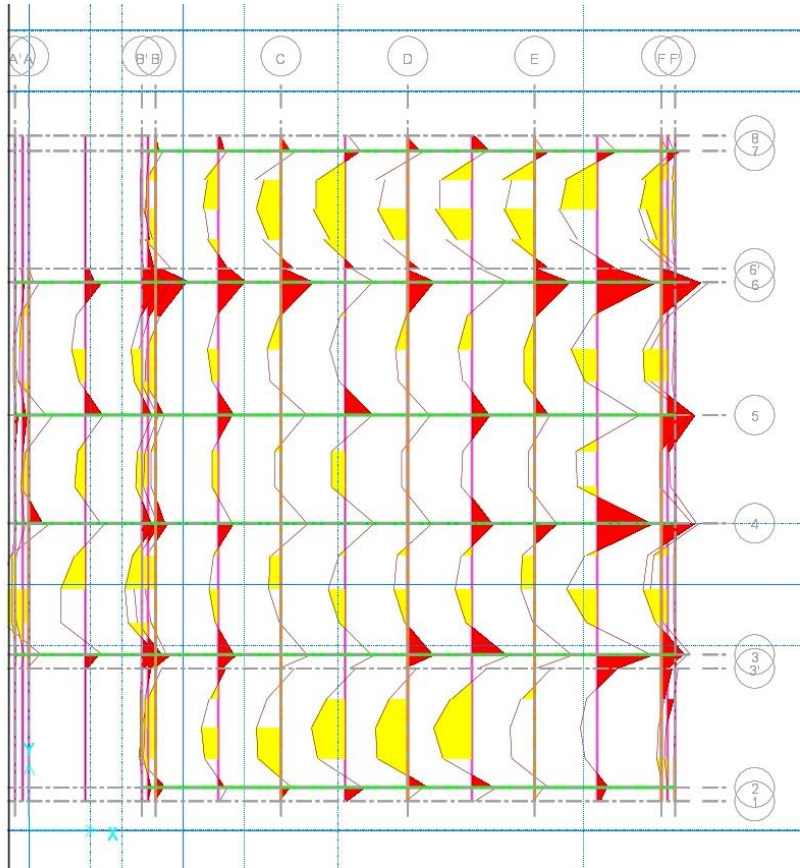


Figure VI 3: Représentation des moments dans le radier suivant Y sur SAFE16.

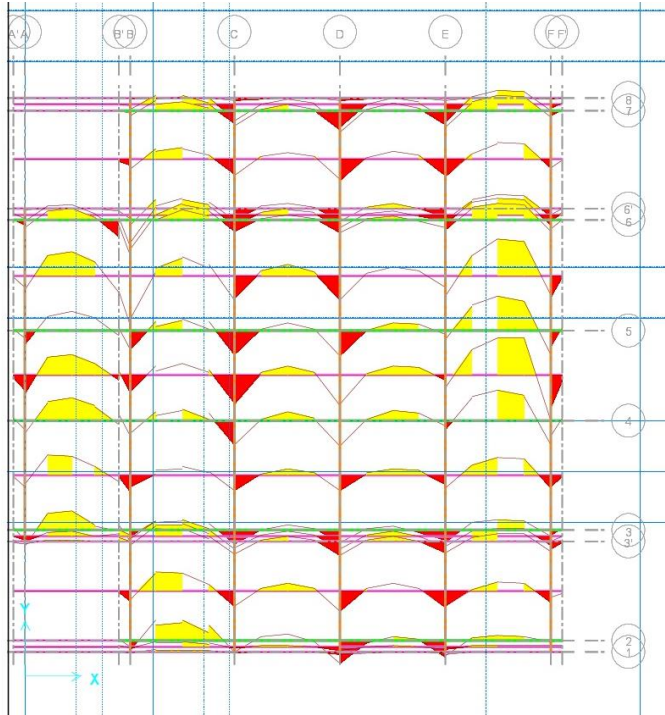


Figure VI 4: Représentation des moments dans le radier suivant Y sur SAFE16.

**VI.5.1 : Suivant X.**

✓ En travée.

$$M_t = -61.74 \text{ KNm}$$

✓ Section d'armature.

$$A_{st} = 7.37 \text{ Cm}^2$$

**Aadoptée= 12.06cm<sup>2</sup>, soit : 6HA16/ml**

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

✓ Aux appuis.

$$M_a = 89.53 \text{ KNm}$$

$$A_{st} = 10.9 \text{ Cm}$$

**Aadoptée=18.85cm<sup>2</sup>, Soit : 6HA20/ml**

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

**VI.5.2 : Suivant Y.**

✓ En travée.

$$M_t = -59.67 \text{ KNm}$$

✓ Section d'armature.

$$A_{st} = 7.12 \text{ Cm}^2$$

**Ast adoptée=12.06 cm<sup>2</sup>, Soit : 6HA16/ml**

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

✓ Aux appuis.

$$M_a = 92.26 \text{ KNm}$$

Section d'armature.

$$A_{sa} = 11.25 \text{ Cm}^2$$

**Aadoptée=18.85 cm<sup>2</sup>, Soit : 6HA20/ml.**

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

**VI.5.3 : Vérification à l'ELU.**

✓ Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99).

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{430} = 0.95$$

$$A_{min} = 0.0008 * 100 * 30 * \frac{3-0.95}{2} = 2.46 \text{ cm}^2.$$

Sens	Zone	Amin (Cm <sup>2</sup> )	Ast (Cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens X-X	Aux appuis	2.46	18.85	Condition vérifiée
	En travée		12.06	
Sens Y- Y	Aux appuis	2.46	18.85	
	En travée		12.06	

Tableau VI 4: Vérification (Condition de non fragilité).

✓ **Les espacements.**

Dans le sens x-x :

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad St = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre maximal des barres (BAEL/ArtA.7.2,1) [14].**

Le diamètre des barres employée comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément.

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30\text{mm}$$

$$\phi_{max \text{ utilisé}} = 20\text{mm} < 30\text{mm}$$

**VI.5.4 : Vérification des contraintes à L'ELS.**

Contraintes dans les aciers.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{d.A.\beta_1} \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \left\{ \min \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

**VI.5.4.1 : Contraintes dans le béton.**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 \text{ Mpa} = 15\text{Mpa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\beta_1 \text{ et } K_1 \text{ sont fonctions de } \rho = \frac{100.A}{b.d}$$

Sens	Zone	Ms (KNm)	A(Cm <sup>2</sup> )	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
X-X	En travée	-50.9	12.06	0.446	0.8992	34.18	173.84	5.09	201.63	15	CV
	Aux appuis	67.71	18.85	0.698	0.8784	26.12	151.46	5.79			
Y-Y	En travée	-45.62	12.06	0.446	0.8992	34.18	155.81	4.56			
	Aux appuis	70.22	18.85	0.698	0.8784	26.12	157.07	6.01			

Tableau VI 5: Vérification vis à vis des contraintes dans le béton.

### VI.6 : Ferrailage des nervures.

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Comme les poutres ils travaillent en flexion simple à la seule différence qu'en raison des contraintes du sol sur le radier pour les nervures les moments en travée sont négatifs tandis qu'aux appuis, ils sont positifs.

Les combinaisons considérées sont :

ELU : 1.35G +1.5Q.

ELS : G+Q.

Les moments dans les nervures dans les deux sens sont donnés par le logiciel Safe17 de façon à permettre leurs dimensionnement efficace et optimal.

Les valeurs maximales en travée et aux appuis nous permettront de déterminer les sections des armatures nécessaires dans les nervures.

✓ **Les efforts internes dans les nervures selon Safe16.**

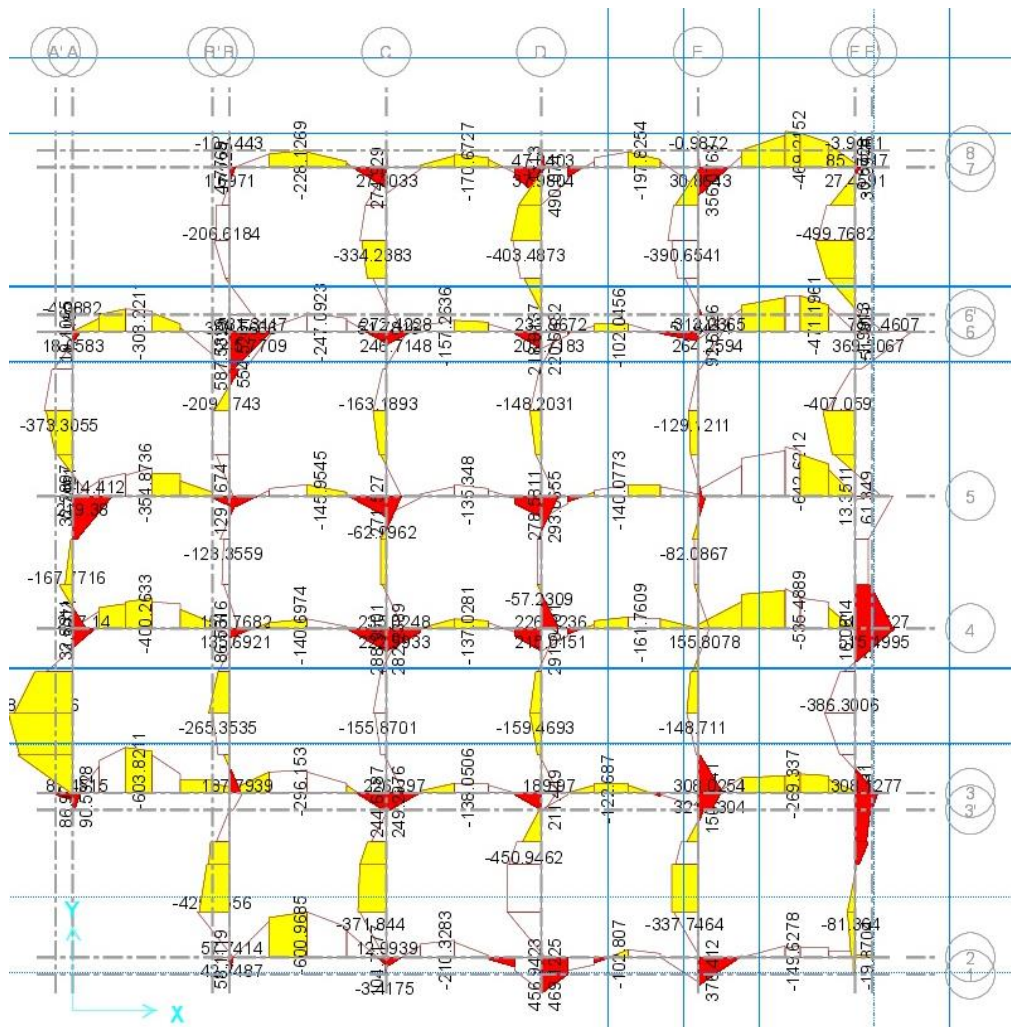


Figure VI 5: Représentation des moments dans les nervures sur SAFE16.

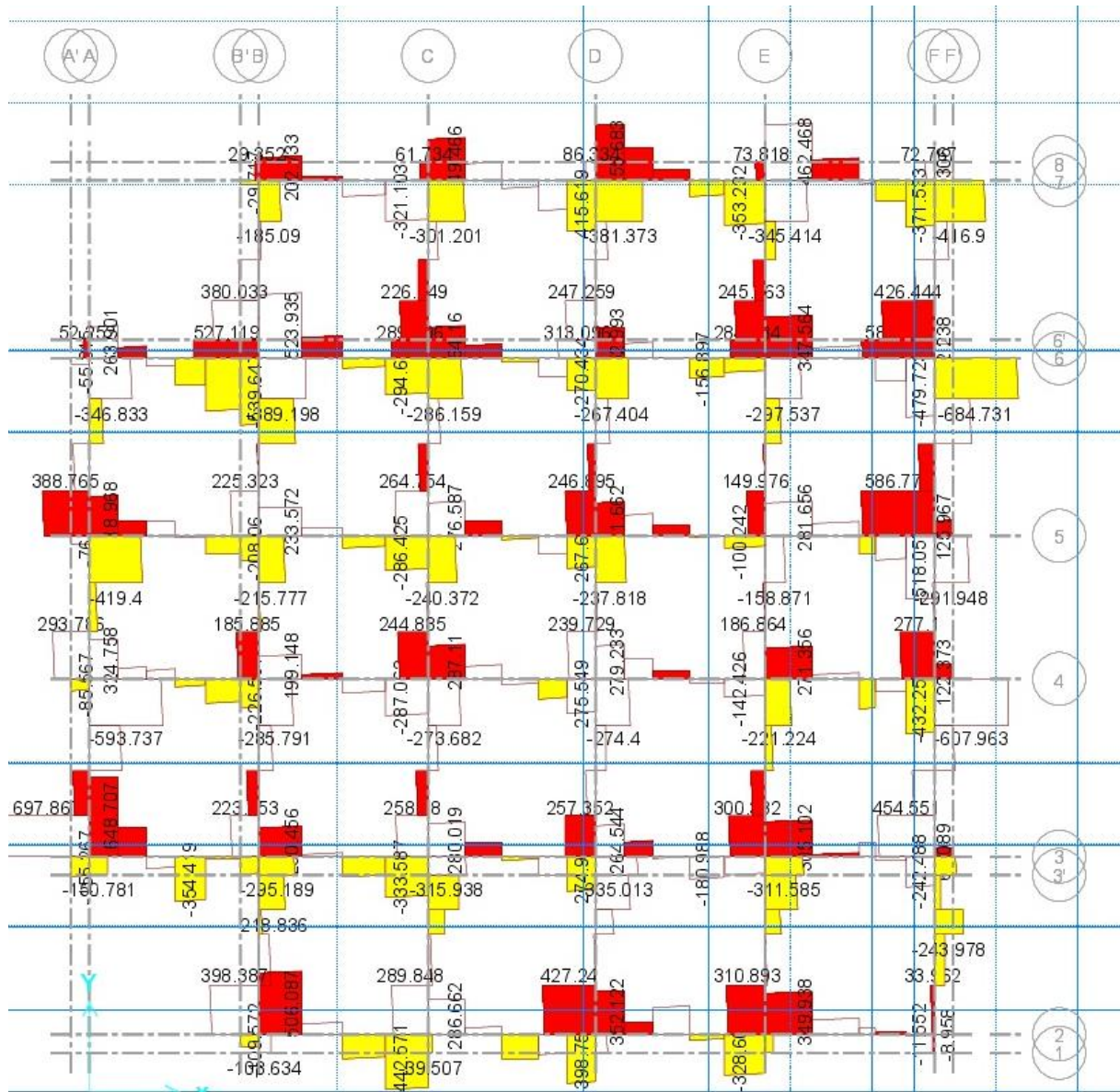


Figure VI 6: Représentation des efforts tranchants dans les nervures sur SAFE16.

Suivant le sens X.

Diagrammes des moments fléchissant.

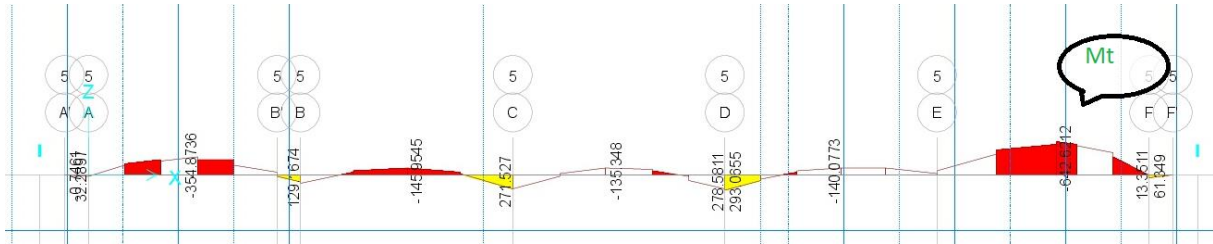


Figure VI 7: Moment maximal en travée dans les nervures.

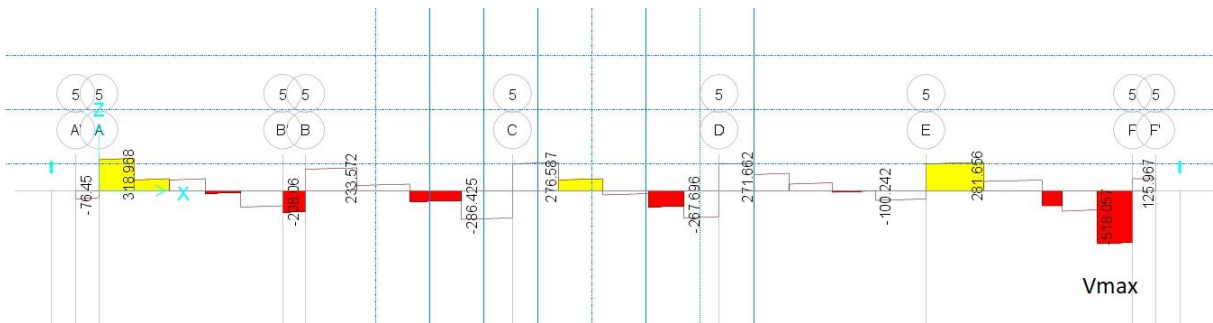


Figure VI 8: L'effort tranchant maximal dans les nervures.

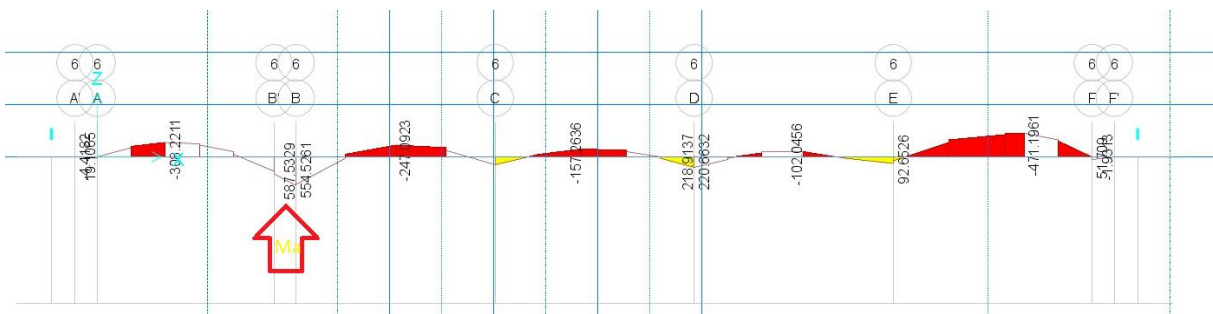


Figure VI 9: Moment maximal aux appuis dans les nervures.

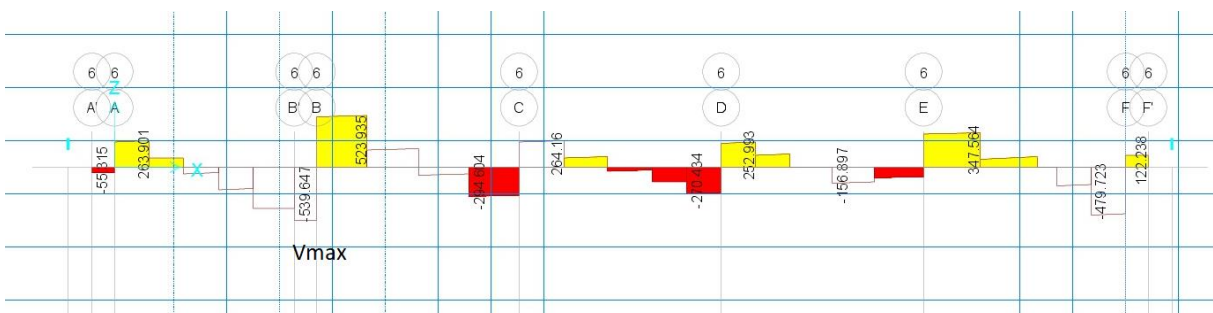


Figure VI 10: Effort tranchant maximal dans les nervures.

**VI.6.1 : Les sections d'armatures.**

✓ **En travée.**

$$M_t = -642.62 \text{KNm}$$

$$A_{st} = 27.11 \text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 37.68 \text{cm}^2, \text{ soit : } 12\text{HA}20$$

**A L'ELS :**

$$M_s = -476.02 \text{KNm}$$



**Figure VI.11 : Vérification des contraintes avec SOCOTEC.**

✓ **Aux appuis.**

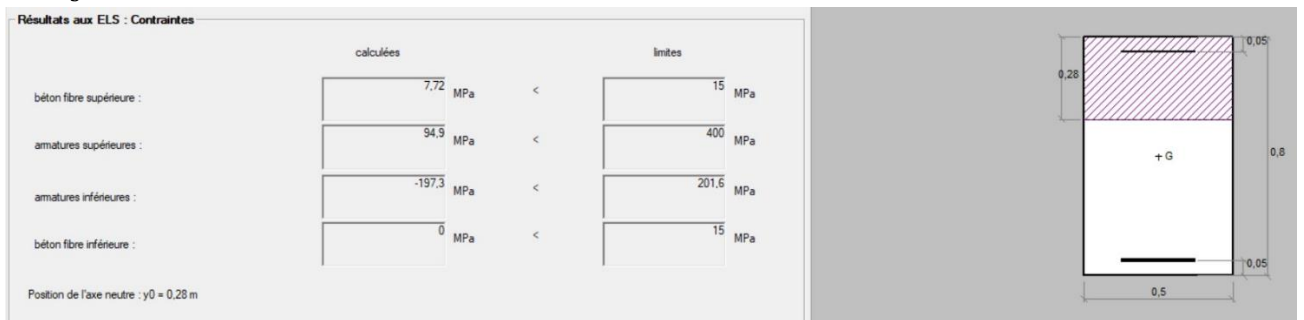
$$M_a = 587.53 \text{KNm}$$

$$A_{st} = 24.55 \text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 33.16 \text{cm}^2, \text{ soit : } 8\text{HA}20+4\text{HA}16$$

**A L'ELS :**

$$M_s = 435.21 \text{KNm}$$



**Figure VI.12: Vérification des contraintes aux appuis avec SOCOTEC.**

Suivant le sens Y.

Diagrammes de moments fléchissant et des efforts tranchants.

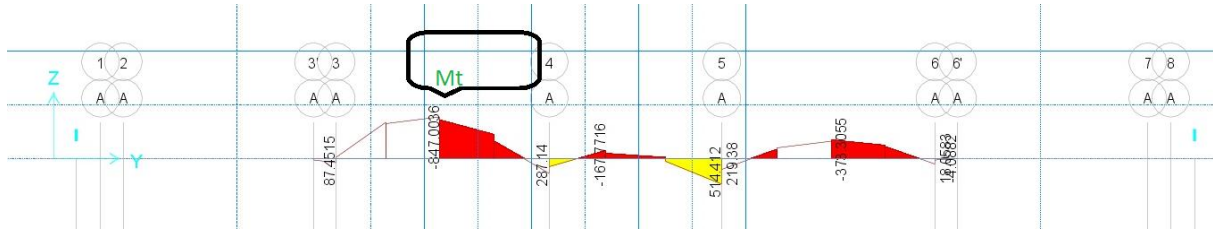


Figure VI 13: Moment maximal en travée.

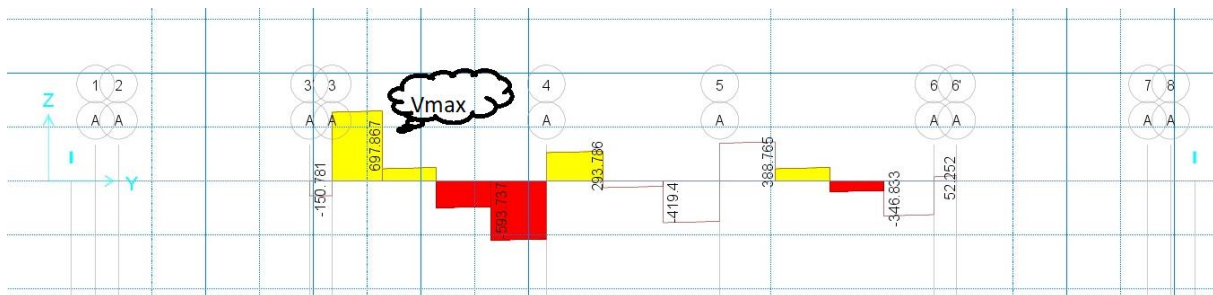


Figure VI 14: Effort tranchant maximal.

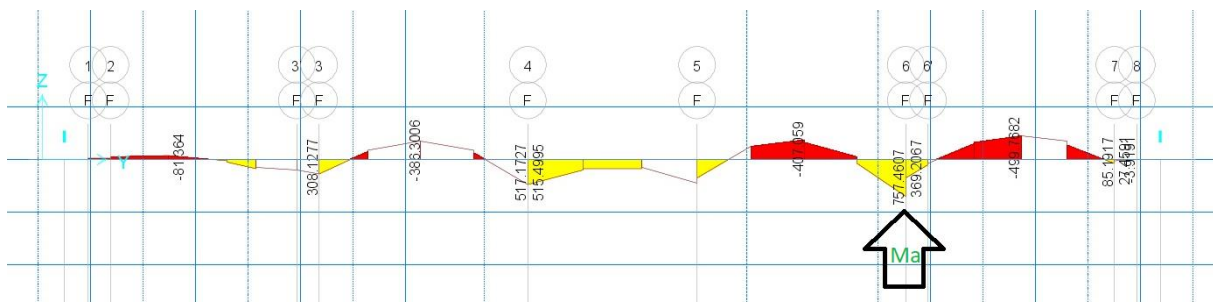


Figure VI 15: Moment maximal aux appuis dans les nervures.

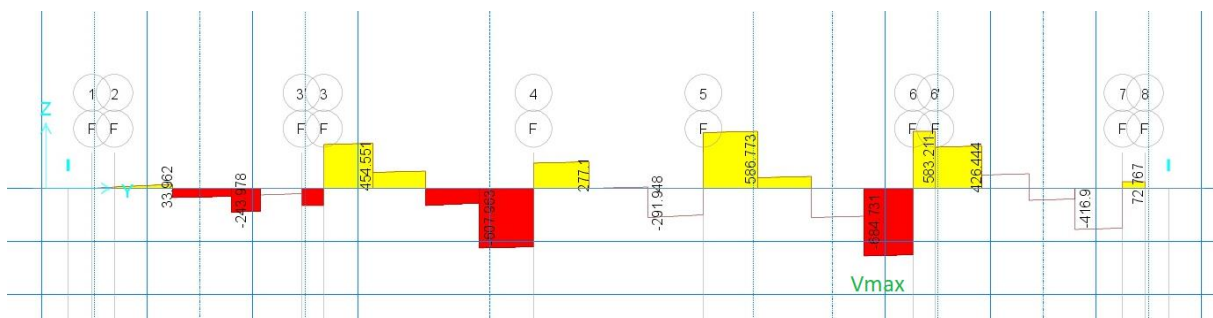


Figure VI 16: Effort tranchant maximal.

**VI.6.2 : Les sections d'armatures.**

✓ **En travée.**

$$M_t = -847 \text{ KNm}$$

$$A_{st} = 37.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 50.25 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 16 \text{ HA20}$$

**AL'ELS :**

$$M_s = -627.41 \text{ KNm}$$

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	9,87 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	125,5 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-191,9 MPa	<	201,6 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0.33 m

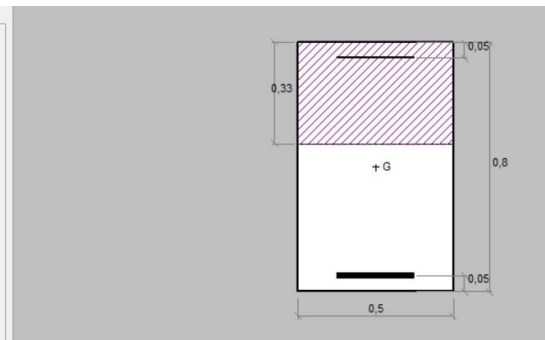


Figure VI 17: Vérification des contraintes en travée.

✓ **Aux appuis.**

$$M_a = 757.46 \text{ KNm}$$

$$A_{st} = 32.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 43.96 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 14 \text{ HA20}$$

**AL'ELS :**

$$M_s = 561.08 \text{ KNm}$$

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	9,16 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	115,3 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-194,7 MPa	<	201,6 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0.31 m

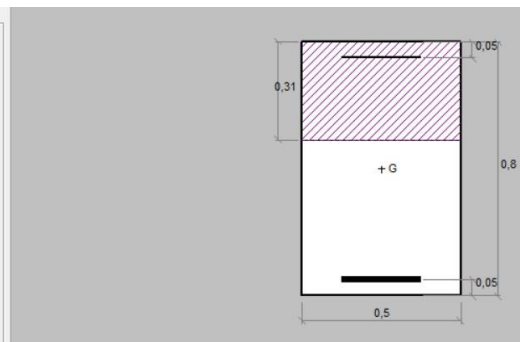


Figure VI 18: Vérification des contraintes aux appuis.

**VI.6.3 : Vérification à L'ELU (BAEL 91/Art.4.2.1) [14].**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 4.35 \text{Cm}^2$$

Selon le RPA/

$$A_{min} = 0.5\% \cdot 50 \cdot 80 \text{Cm}^2 = 20 \text{cm}^2$$

Sens	Zone	Amin (Cm <sup>2</sup> )	Ast (Cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens X-X	Aux appuis	20	33.17	Condition vérifiée
	En travée		37.68	
Sens Y-Y	Aux appuis	20	43.96	
	En travée		50.25	

Tableau VI 6: Vérification vis à vis de la condition de non fragilité (Nervures).

**VI.3.6.3 : Vérification au cisaillement.**

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \left\{ \min \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{Mpa}$$

Suivant X :

$$\tau_u = \frac{539.65 \text{KN}}{(50 \cdot 72) \text{cm}^2} \cdot 10 = 1.49 \text{Mpa} < 2.5 \text{Mpa}$$

Suivant Y :

$$\tau_u = \frac{697.87 \text{KN}}{(50 \cdot 72) \text{cm}^2} \cdot 10 = 1.94 \text{Mpa} < 2.5 \text{Mpa}$$

Dans toutes les 2 directions de la structure, il n'y aura aucun risque de cisaillement des nervures de l'infrastructure.

**VI.3.6.4 : Vérification de l'adhérence des barres. (BAEL 91/ArtA.6.1,3) [14].**

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \cdot 2.1 \text{Mpa} = 3.15 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

Suivant X :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = [2 \cdot 12 \cdot 3.14] = 75.36 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} = \frac{539.65 \text{KN}}{0.9 \cdot 72 \text{cm} \cdot 75.36 \text{cm}} \cdot 10 = 1.11 \text{Mpa} < 3.15 \text{Mpa}$$

Suivant Y :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 16 \cdot 2 \cdot 3.14 = 100.48 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9.d. \sum \mu_i} = \frac{697.87KN}{0.9.72cm .100.48cm} * 10 = 1.07 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, il n'y aura pas de risque d'entraînement des barres.

### VI.3.6.5 : Calcul des armatures transversales.

#### ✓ Espacement des armatures.

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA [13] :

En zone nodale ;

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (20\text{cm} ; 24\text{cm}) = 20\text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 10\text{cm}$ .

En zone courante ;

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 15\text{cm}$ .

$$A_t = 0.003 * s_t * b = 0.003 * 15 * 50 = 2.25\text{cm}^2$$

Pour les armatures transversales ; on opte pour  $A_t = 3.14\text{cm}^2$ , soit : un cadre et un étrier de 10mm.

#### ✓ Délimitation de la zone nodale.

$l' = 2h$  avec :  $l'$  : longueur de la zone nodale.

$h$  : Hauteur de la poutre.

$$l' = 2 * 80\text{cm} = 160\text{cm}$$

#### ✓ Armatures de peau (BAEL91/Art A.8.3) [14].

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins  $3\text{cm}^2$  par m de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{peau} = 2HA14 = 3.08\text{cm}^2.$$

**VI.6.4 : Récapitulatif des résultats.****✓ Ferrailage du radier et du débord.****Suivant x :****En travée.**

$$A_{st \text{ adoptée}} = 6\text{HA}16/\text{ml} ; St = 15\text{cm}.$$

**Aux appuis.**

$$A_{sa \text{ adoptée}} = 6\text{HA}20/\text{ml} ; St = 15\text{cm}.$$

**Suivant Y :****En travée.**

$$A_{st \text{ adoptée}} = 6\text{HA}16/\text{ml} ; St = 15\text{cm}.$$

**Aux appuis.**

$$A_{sa \text{ adoptée}} = 6\text{HA}20/\text{ml} ; St = 15\text{cm}$$

**✓ Ferrailage des nervures.****Suivant X :****En travée.**

$$A_{st \text{ adoptée}} = 37.68\text{Cm}^2, \text{ soit : } 12\text{HA}20.$$

**Aux appuis.**

$$A_{sa \text{ adoptée}} = 33.16 \text{ Cm}^2, \text{ soit : } 8\text{HA}20 + 4\text{HA}16.$$

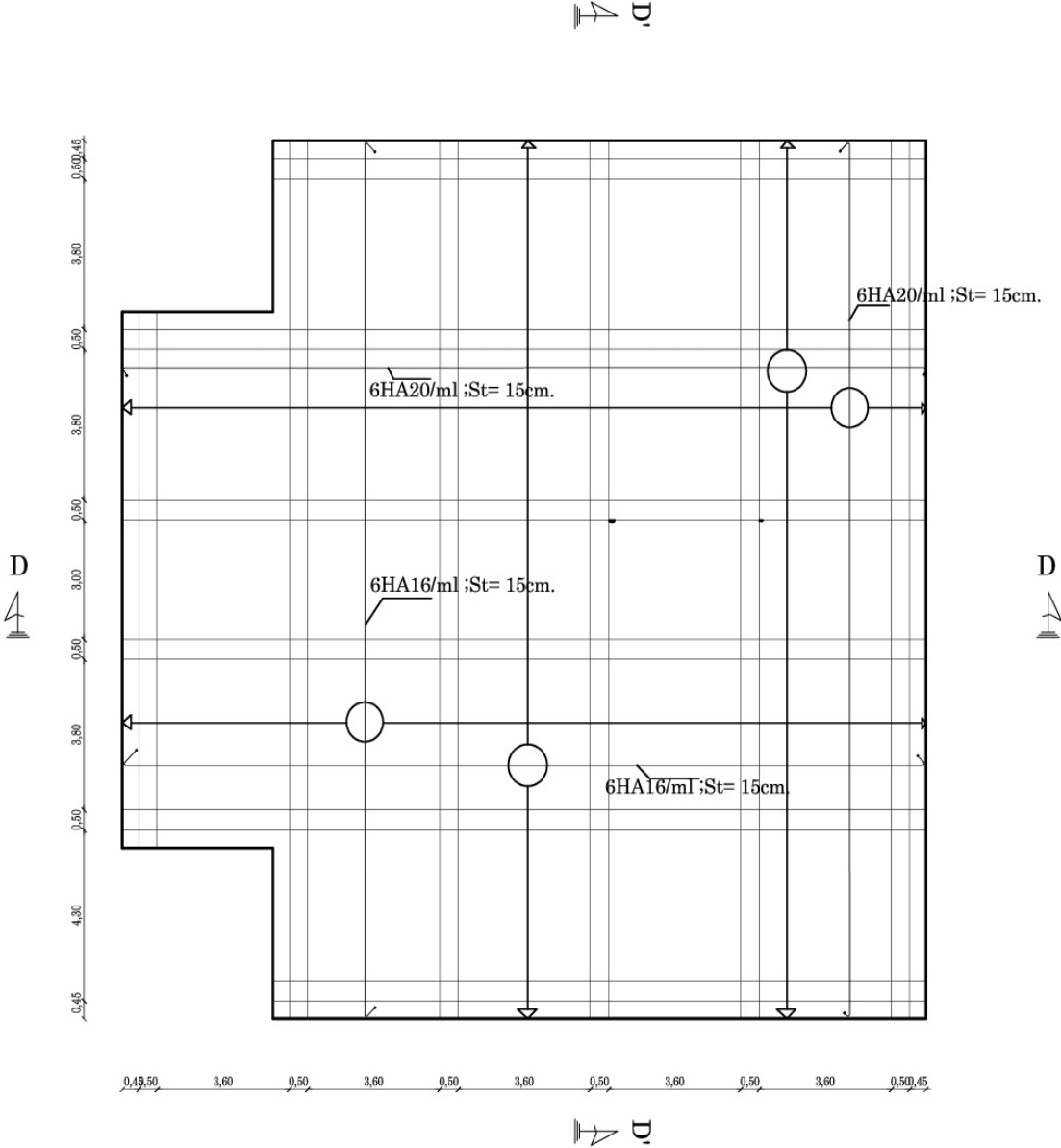
**Suivant Y :****En travée.**

$$A_{st \text{ adoptée}} = 50.25\text{Cm}^2, \text{ soit : } 16\text{HA}20.$$

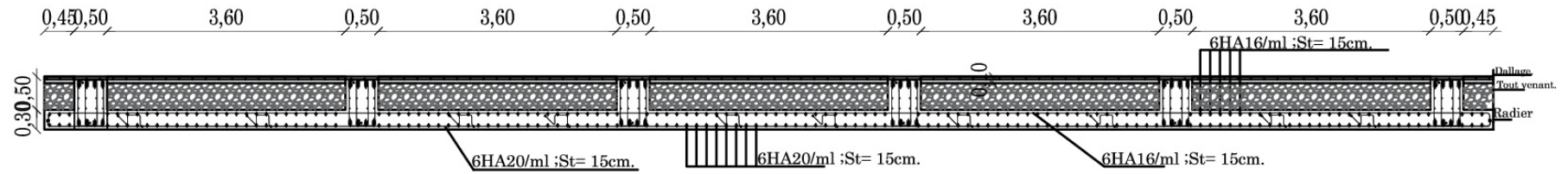
**Aux appuis.**

$$A_{sa \text{ adoptée}} = 43.96 \text{ Cm}^2, \text{ soit : } 14\text{HA}20.$$

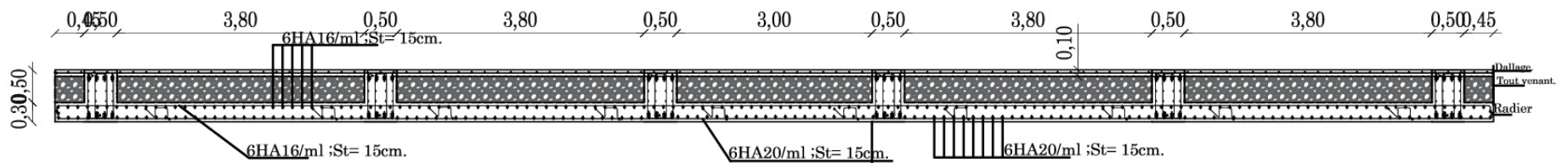
*Plan de ferrailage du Radier Général.*



## *Coupe D-D.*



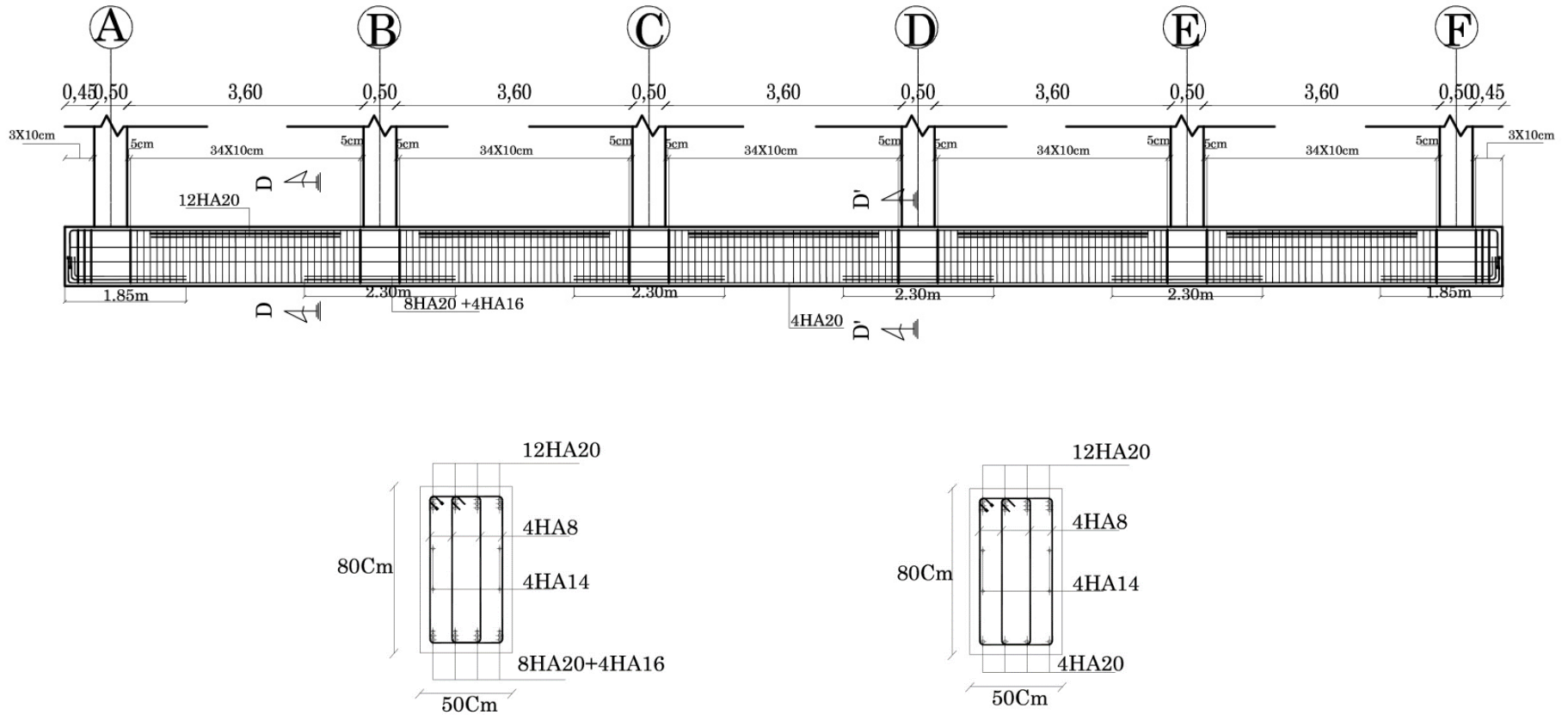
## *Coupe D'-D'.*



*Figure VI 19: Détails d'armatures (Radier général).*

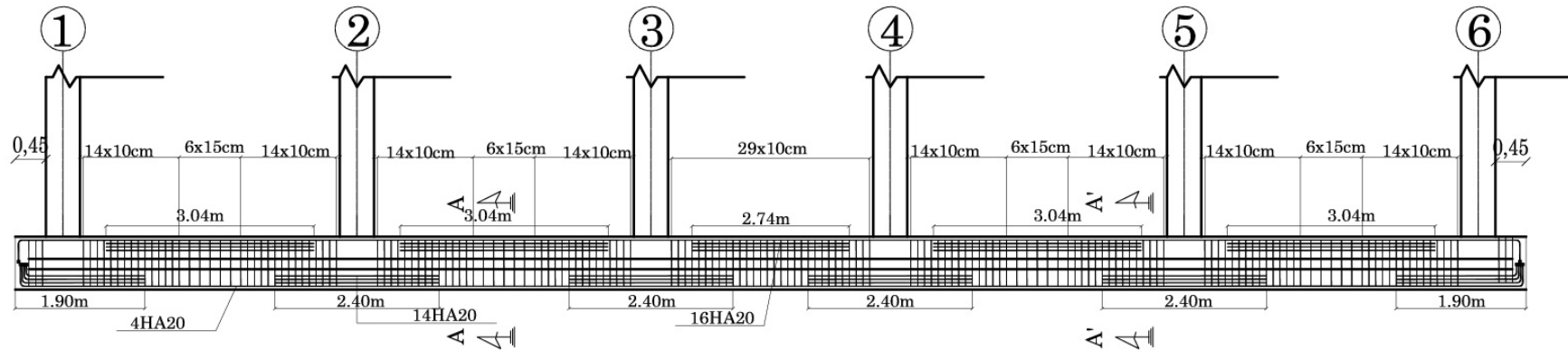
## PLAN DE FERRAILLAGE DES NERVURES.

*Nervures suivant le sens x.*



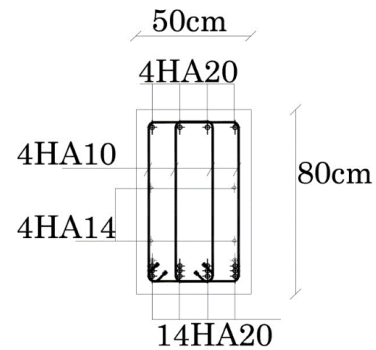
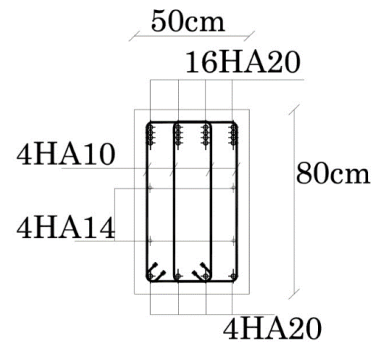
*Figure VI 20: Plan de ferrailage des nervures suivant X.*

## *Nervures suivant Y.*



Coupe A - A.

Coupe A' - A'.



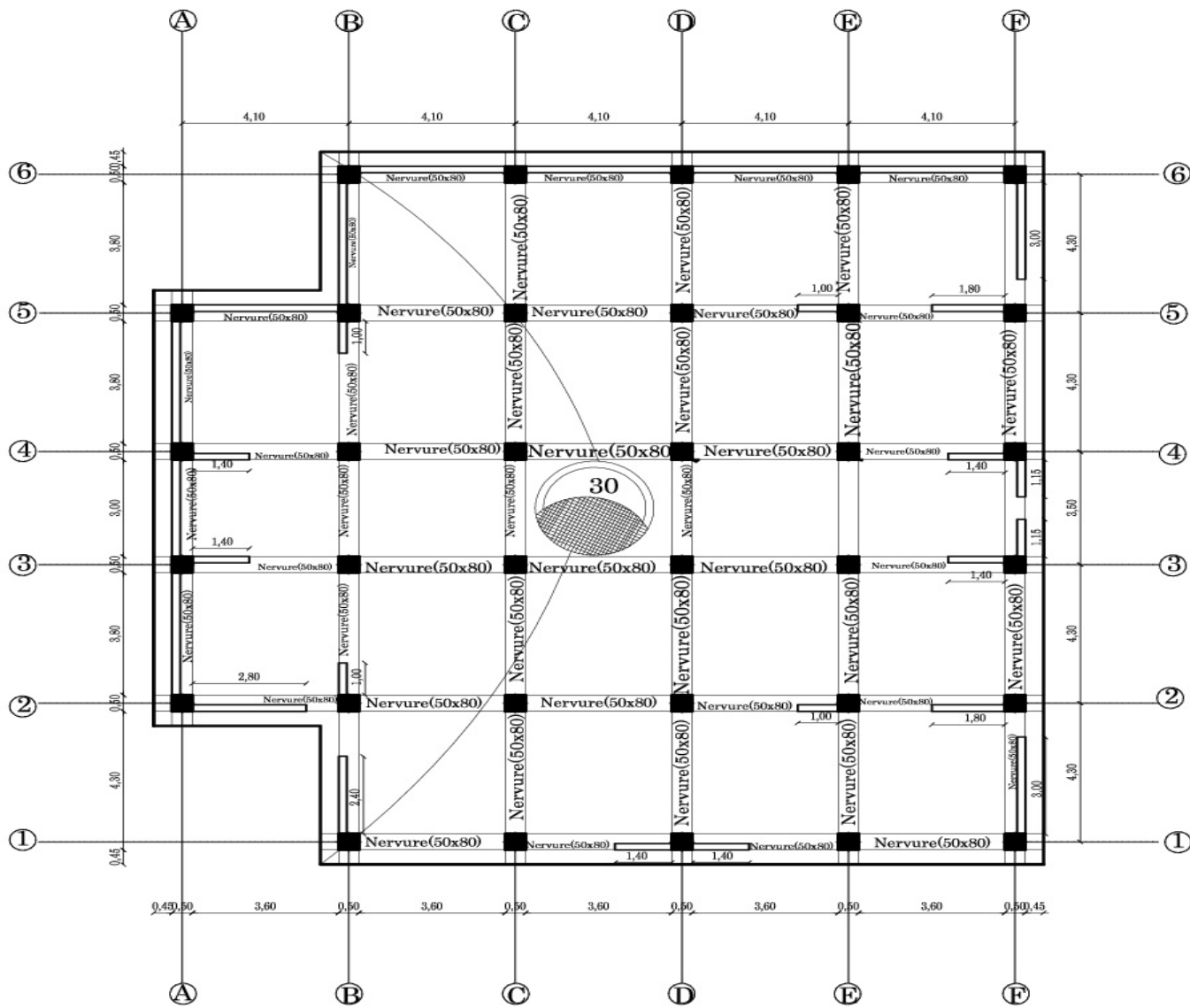
*Figure VI 21: Plan de ferrailage des nervures suivant Y.*

## **Conclusion.**

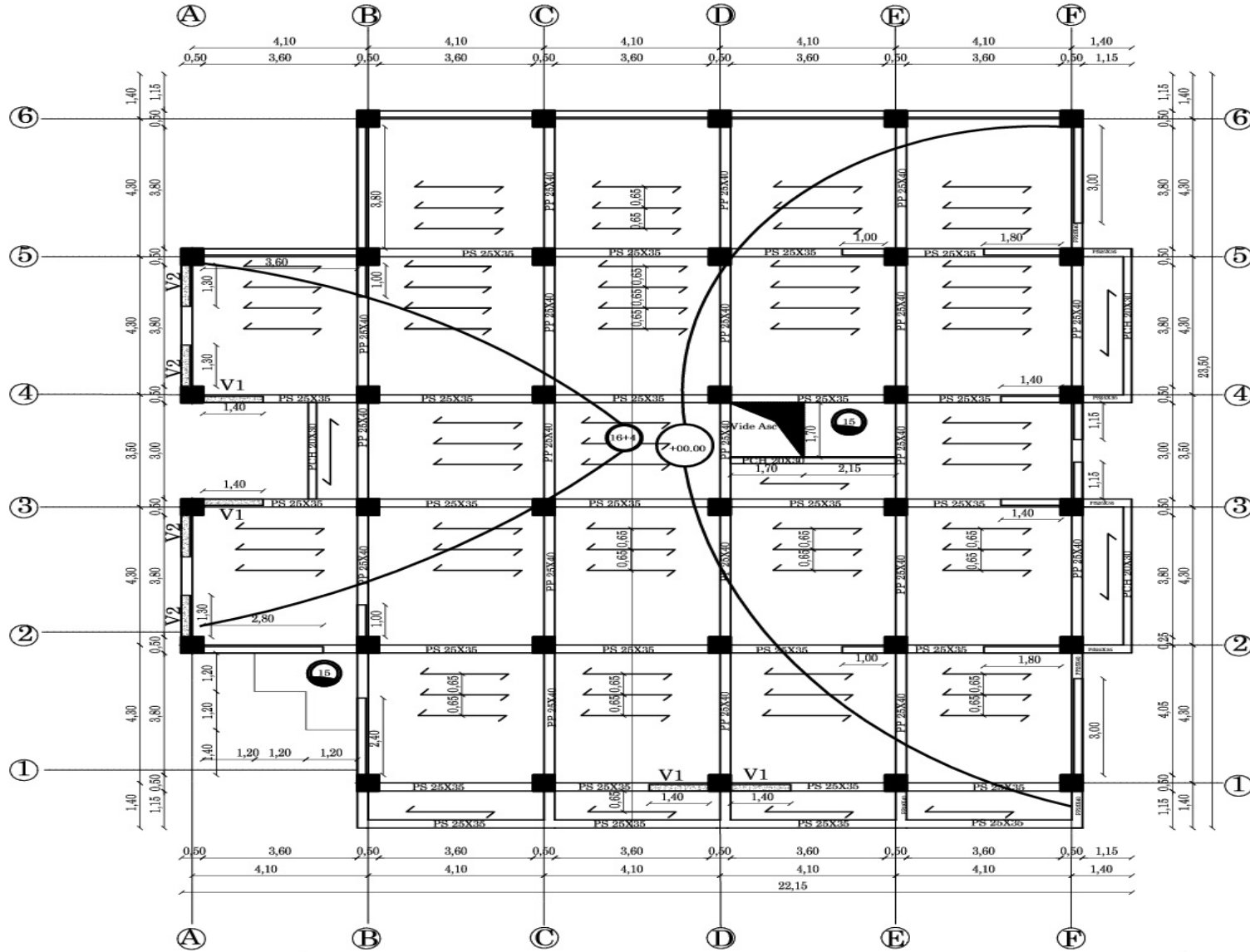
L'étude de ce projet a permis dans la 1ere partie de faire le dimensionnement des elements secondaires apres une évaluation des charges appliquées sur l'ensemble de la structure selon le règlement en vigueur ; et dans la 2eme partie de faire un calcul global de la structure numériquement avec le logiciel ETABS17 afin de déterminer la réponse de la structure à un séisme qui se produirait dans la région de TIZI OUZOU ; ainsi tous les elements principales sont dimensionnés en tenant compte de sollicitations qui sont dues aux charges gravitationnelles (G et Q) et aux charges sismiques.

A l'issu de cette étude, on est en mesure de dresser des plans de coffrage nécessaire à la réalisation d'un projet de construction en plus des plans d'architecture établis initialement.

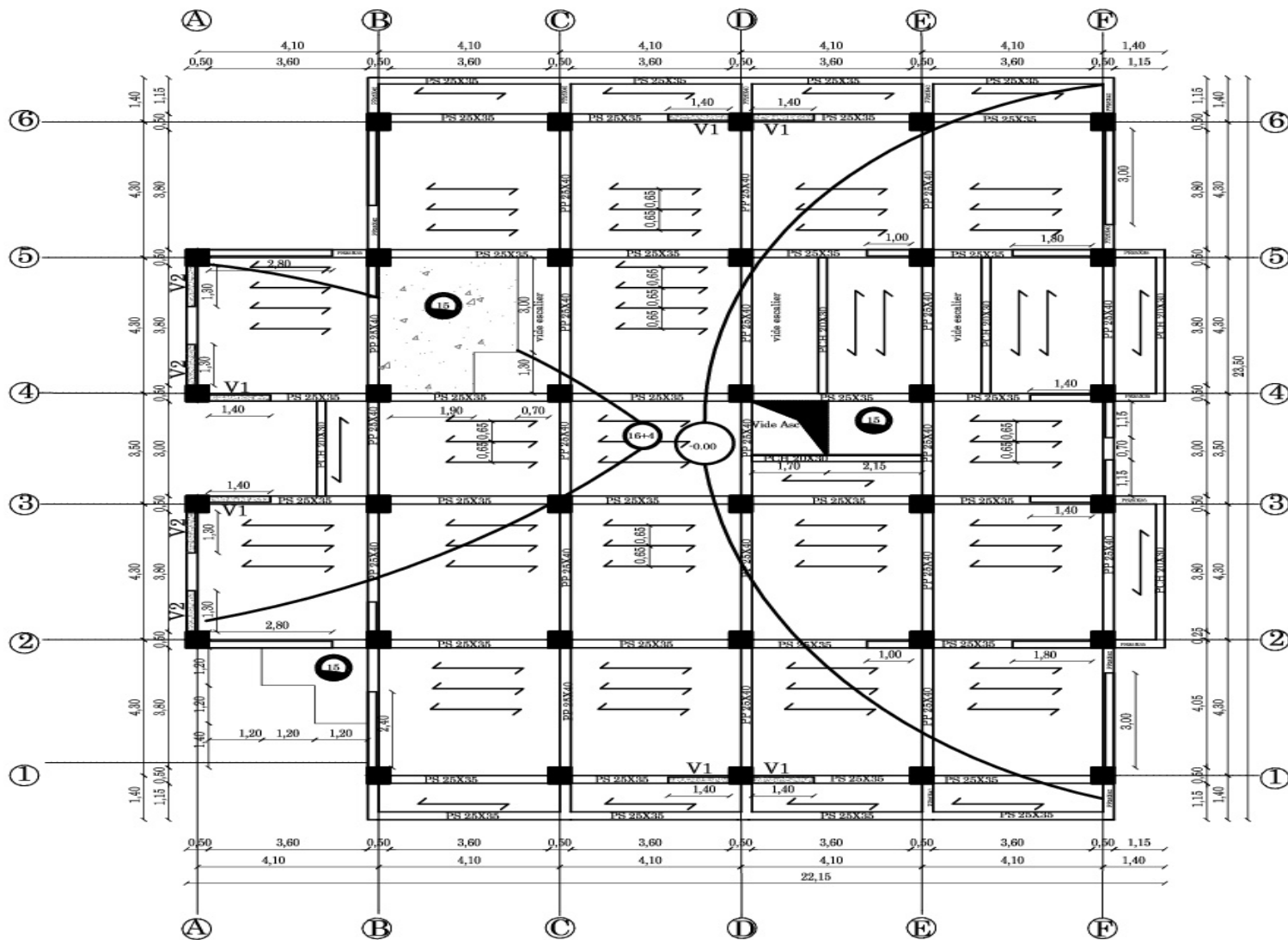
## **PLANS DE COFFRAGE (Immeuble 2SS+RDC+6).**



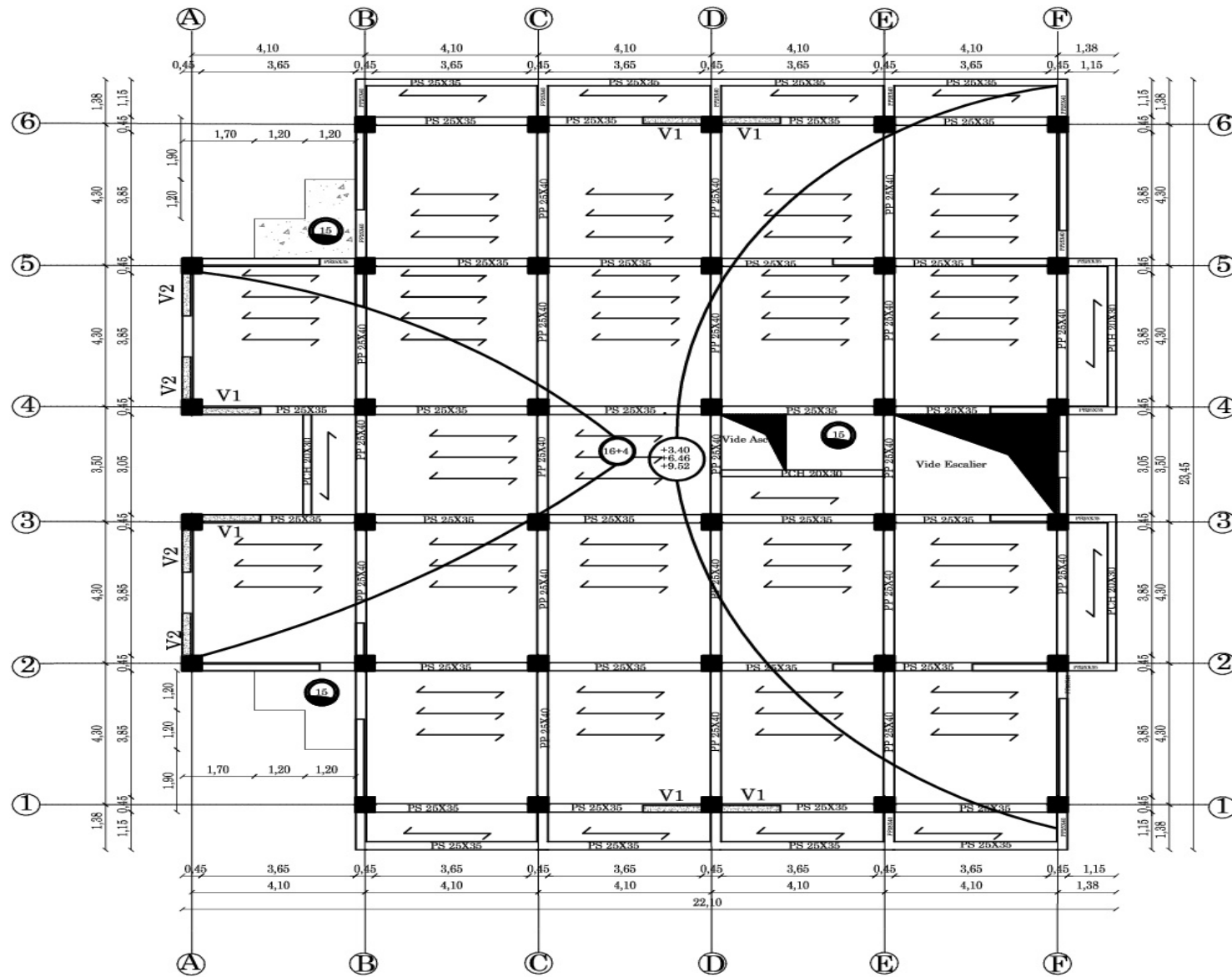
*Plan de Coffrage du Radier Général.*



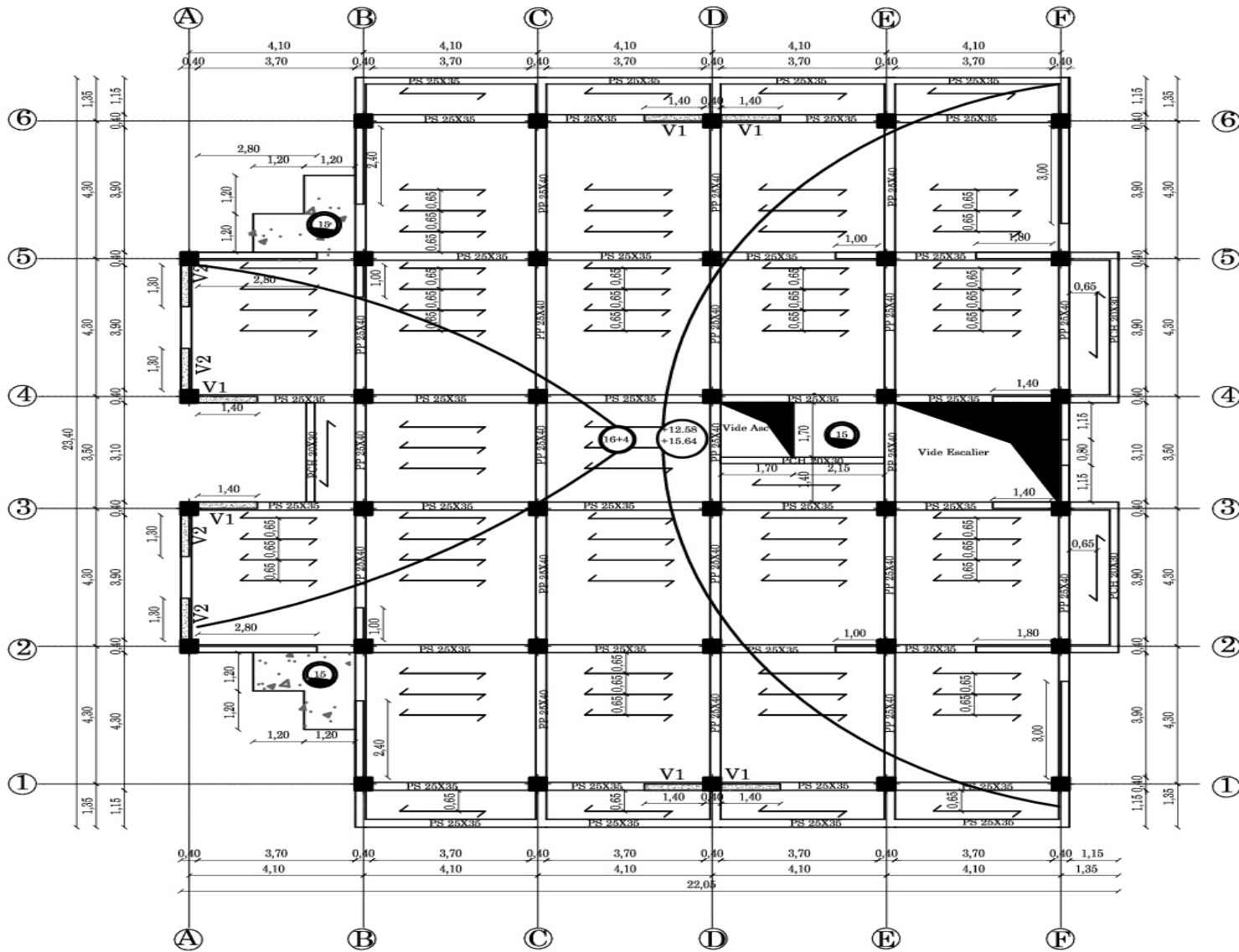
*Plan de coffrage du plancher (niv-3.06).*



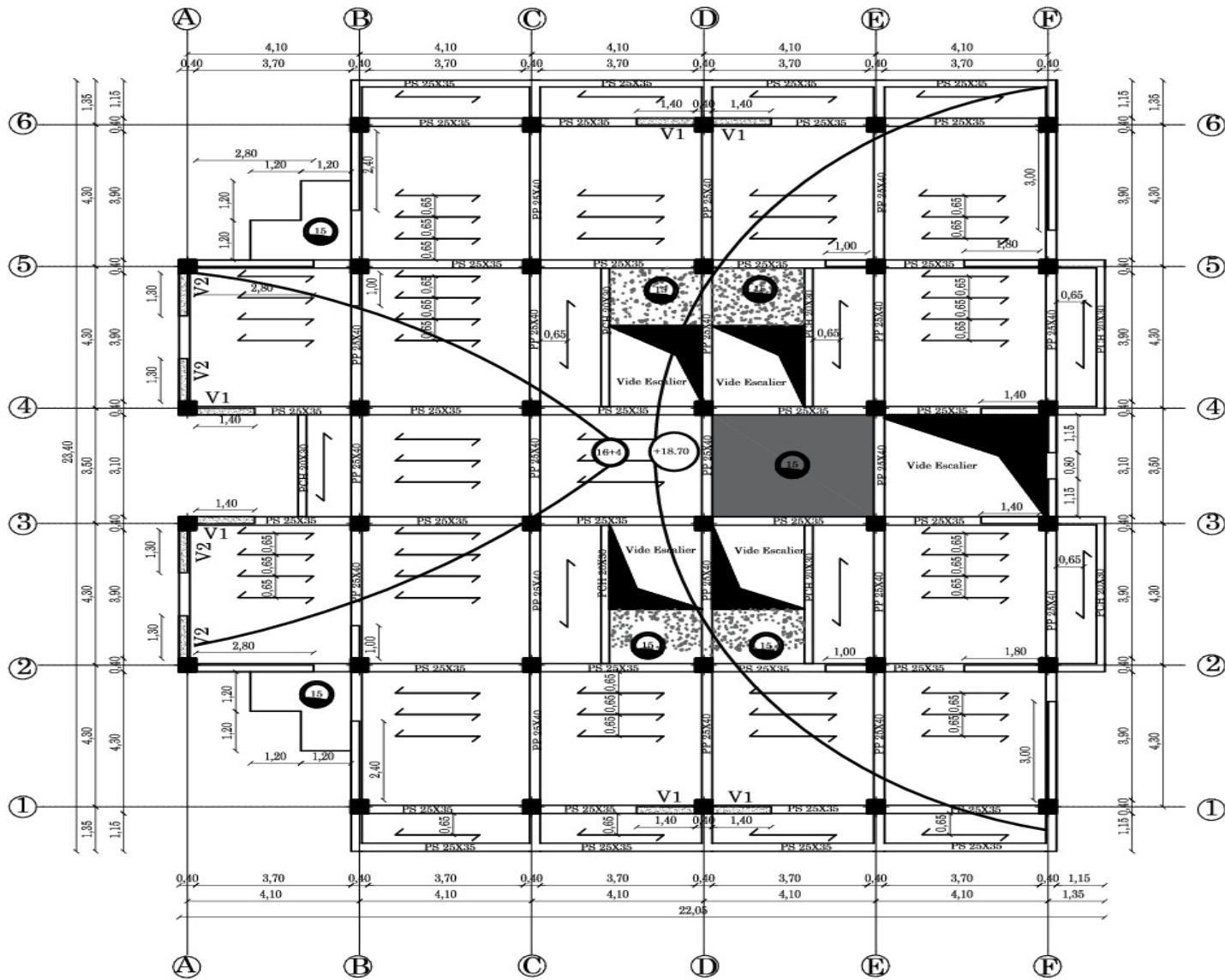
**Plan de coffrage du plancher(niv 00.00).**



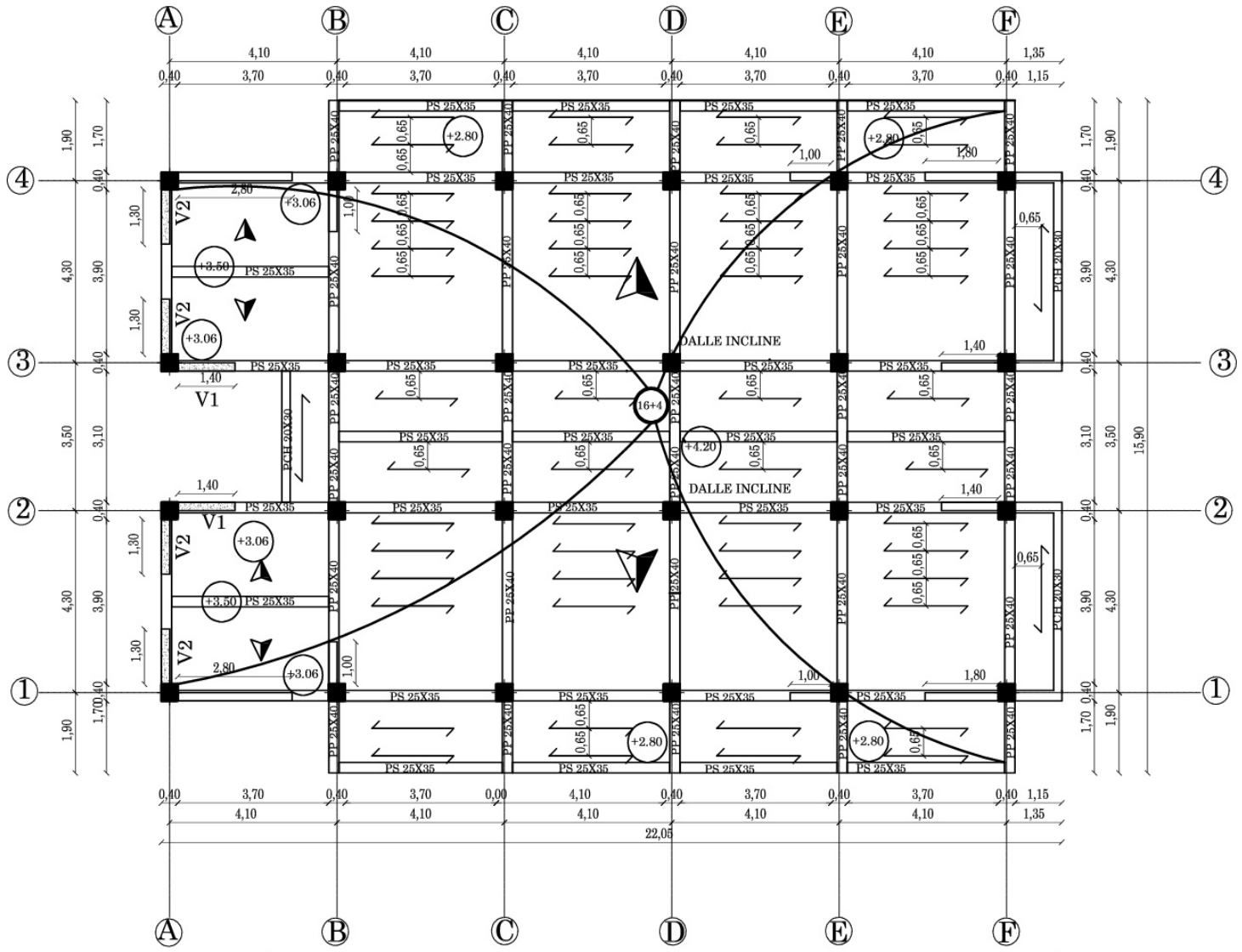
**Plan de coffrage du plancher(niv+3.40, 6.46,9.52).**



**Plan de coffrage Plancher niv +12.58, +15.64**



**PLAN DE COFFRAGE Plancher niv +18.70**



*Plan de coffrage Plancher de toiture.*

## Conclusion générale.

L'étude complète d'une structure (2 sous-sols + rez-de-chaussée + 6 étages) a été une expérience enrichissante qui a approfondi mes compétences théoriques et pratiques dans le domaine de l'ingénierie civile. Ce projet a constitué une opportunité pour explorer en profondeur la conception et le dimensionnement des éléments structuraux tout en veillant à leur durabilité et à leur sécurité, des aspects cruciaux dans les constructions modernes.

Sur le plan théorique, la maîtrise des logiciels **Etabs17** et **Safe17** a été essentielle pour la modélisation et l'analyse des structures. Ces outils ont permis des simulations précises du comportement des éléments sous différentes charges, notamment sismiques, garantissant ainsi la robustesse de l'ouvrage. En parallèle, l'utilisation de la **calculette SOCOTEC** a été déterminante pour la détermination des sections d'acier nécessaires dans les éléments en béton armé. Cette combinaison d'outils a assuré des calculs fiables et conformes aux normes en vigueur, renforçant ainsi la sécurité et la performance de la structure.

En outre, la maîtrise du logiciel **AutoCAD** a été cruciale pour dessiner les plans de coffrage et les différentes sections des éléments structuraux. Cet outil a permis de produire des dessins techniques précis, facilitant la préparation des plans nécessaires à la mise en œuvre sur le chantier.

Sur le plan pratique, mon stage dans un **bureau d'études** a été particulièrement formateur. Les **visites de chantier** m'ont offert un aperçu concret des défis associés à la mise en œuvre des projets. La participation à des **réunions** entre le bureau d'études et le représentant de l'organisme de régulation a renforcé ma compréhension des exigences réglementaires et des pratiques professionnelles. Ces expériences ont permis d'établir un lien direct entre la théorie et la pratique, en développant une vision globale du cycle de vie d'un projet de construction, de sa conception à sa réalisation.

Enfin, ce projet ouvre des perspectives intéressantes pour l'avenir. L'**étude de prix** pourrait constituer une voie d'exploration supplémentaire pour ceux qui souhaitent approfondir l'aspect économique des projets de construction. La maîtrise des coûts, en complément de la sécurité et de la durabilité, est un facteur clé pour garantir la viabilité des projets dans le contexte actuel.

En somme, ce mémoire représente une étape significative dans mon parcours académique et professionnel, enrichissant mes connaissances techniques et pratiques et me préparant aux défis futurs de l'ingénierie civile.

## Bibliographie.

Mimoun, K et BASSAID, T. (2022). Etude d'une structure de bâtiment en sous-sol + RDC +7etages en portiques et voiles de contreventement avec l'utilisation de logiciel ETABS9.7.0. (Mémoire de master en Génie civil). Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. (Algérie).

Agrouche, N et SIARI, A. (2022). Etude d'une structure (R+6) à usage multiple en Béton armé (Portique + Voile) avec l'utilisation de logiciel ETABS9. (Mémoire de master en Génie civil). Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. (Algérie).

ALLALA, B et AMMI, M. (2021). Etude d'un bâtiment R+5+SSol à Usage d'habitation et commercial contreventé par voiles avec l'application ETABS V9.7.4. (Mémoire de master en Génie civil). Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. (Algérie).

Hadjhamou, B et Amrani, A. (2022). Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commerciale contreventé par Voiles en portiques et voiles de contreventement avec l'utilisation de logiciel ETABS9.7.0. (Mémoire de master en Génie civil). Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. (Algérie).

Zalouk, M et Yahiaoui, S et BASSAID, T. (2016). Etude d'une structure (R+9+SS+E.S) à Usage d'habitation et commercial contreventé par Voile (Application ETABS 9.7). (Mémoire de master en Génie civil). Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. (Algérie).

US Geological Survey (USGS). (2006). *The Great 1906 San Francisco Earthquake*. Disponible sur : [www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/science/great-1906-sanfrancisco-earthquake](http://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/science/great-1906-sanfrancisco-earthquake) (consulté le 24 Aout 2024).

Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armée CBA93

Les cours et TD du cursus de l'université U.M.M.T.O. (Département G.C).

Tables de Pigeaud et tableaux de calcul à l'ELU et l'ELS.

ResearchGate. (1980). *El Asnam Earthquake*. Disponible sur : [www.researchgate.net/publication/254242566\\_El\\_Asnam\\_Earthquake\\_1980](http://www.researchgate.net/publication/254242566_El_Asnam_Earthquake_1980) (consulté le 24 Aout 2024).

US Geological Survey (USGS). (2003). *Magnitude 6.8 - Northern Algeria*. Disponible sur : [earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20030521018534/executive](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20030521018534/executive) (consulté le 24 Aout 2024).

ScienceDirect. (2003). *Boumerdès Earthquake*. Disponible sur : [www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630704000904](http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630704000904) (consulté le 9 septembre 2024).