

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieure et  
de la Recherche Scientifique*



*Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel  
Faculté de Sciences et de la technologie  
Département de Génie Civil et Hydraulique*



*Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme  
MASTER ACADIMIQUE GÉNIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES*

*Thème*

*Analyse et dimensionnement d'une structure en béton armé  
contreventement mixte et l'étude de l'effet d'épaisseur des  
voiles sur la réponse dynamique*

*Réaliser par :*

- *ALLIOUA Nacereddine*
- *BOUDIB Kawter*

*Encadre par :*

- *Mr: HMIMED Smail*

*Promotion : 2020/2021*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# *Remerciement*

*En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.*

*Ce projet n'aurait pu être réalisé sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :*

*Nous remercions nos familles qui ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études. .*

*Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements de tout cœur pour notre encadreur Mr. HMIMED Smail pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.*

*Aussi nos remerciements les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre modeste travail.*

*A tous nos amis .*



**ALIOUA Nacereddine**

**BOUDIB Kawter**



## ***Dédicaces***

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont guidé à travers le moment le plus douloureux sur ce long chemin, maman ,papa qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et donné toute leur vie pour me voient devenir ce que je suis, Que dieu le tout-puissant accorde sa miséricorde à ma mère qui nous a quitté trop tôt avant de terminer mon parcours et protège mon père et lui donne une longue vie merci mes parents.*

*A ma cher sœur Zineb .*

*A mes très chers frères Ahmed et Soulaimen .*

*A cher amie Rihem .*

*A tous ceux que j'aime*

***BOUDIB Kawter***







## *Dédicaces*

*Je dédié ce modeste travail :*

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents*

- *A mes très chers frères et sœurs.*

- *A tous ceux que j'aime*

***ALIOUA Nacereddine***



## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية تتكون من 3 طوابق سفلية وطابق أرضي زائد (9) طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، تقع في مدينة سكيكدة ، وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية :** الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلية المزدوجة، الدراسة الميكانيكية، العمارة، الخرسانة المسلحة .

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une habitation constitué d'un 3 entre -sol et d'un rez de chaussée plus (9) étages en béton armé, implanté à Skikda , qui est classé en zone sismique IIa selon le RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

## Abstract:

This project presents a detailed study of a building consisting of a 3 basement and a ground floor plus (9) floors in reinforced concrete, located in Skikda, which is classified in seismic zone IIa according to RPA99 / version2003 .

The structural elements are dimensioned and reinforced using the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), applying BAEL91.

The study complies with Algerian paraseismic rules 99 / version2003.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Raft, Beam, Steel, Mixed bracing, Dynamic study.

# Sommaire

<b>Introduction Générale</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.**

I.1. Présentation du projet .....	3
I.1.1. Introduction.....	3
I.1.2. Présentation de l'Ouvrage.....	3
I.1.3. Caractéristiques de la structure .....	3
I.1.4. Conception de la structure.....	3
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	5
I.2.1. Le béton.....	6
I.2.2. L'Acier.....	10
I.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	12
I.3.1. Les actions.....	12
I.3.2. Les sollicitations.....	13
I.4. hypothèses de calcul des sections en béton armé .....	13
I.4.1. calcul aux états limite ultimes de résistance.....	13
I.4.2. calcul aux états limites de services.....	14

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structural et la descente de charge.**

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux .....	15
II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers.....	15
II.2.2. Pré- dimensionnement de Balcon .....	17
II.2.3. Pré- dimensionnement des escaliers .....	17
II.2.4. Pré- dimensionnement des poutres.....	20
II.2.4.1. Pré- dimensionnement des poutres longitudinales (secondaires).....	20
II.2.4.2. Pré- dimensionnement des poutres transversales (principales).....	21
II.2.4.3. Pré- dimensionnement de poutre palière.....	22
II.2.5. Pré- dimensionnement des voiles.....	22
II.2.6. Pré- dimensionnement de poteau.....	24
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	25
II.3.1. Les planchers.....	25
II.3.2. Les Balcons étages courants.....	26
II.3.2. Les Murs.....	27
II.3.3. Les escaliers.....	28

II.4.Descente des charges.....	30
II.4.1.Les charges réglementaires.....	30
II.4.2.Poteau D’angle.....	31
II.4.3.Poteau Intermédiaire.....	36
II.4.4.Poteaux central .....	41

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

III.1.Introduction .....	47
III.2.L’acrotère.....	47
III.2.1. Schéma statique et diagrammes des efforts.....	48
III.2.2.Evaluation des charges.....	48
III.2.3.Calcul des sollicitations .....	49
III.2.4.Ferraillage.....	51
III.3. Etude des planchers.....	54
III.3.1.Etude des poutrelles .....	54
III.3.1.1.Méthode de calcul .....	55
III.3.1.2. Détermination des charges agissantes sur les poutrelles .....	57
III.3.1.3.Calcul des sollicitations.....	58
III.3.2.Etude de la dalle de compression.....	74
III.4.Calcul des escaliers .....	75
III.4.1. Introduction .....	75
III.4.2.Calcul des sollicitations .....	75
III.4.3.Calcul des armatures .....	76
III.4.4.Etude de la poutre palier .....	82
III.4.4.1.Pré dimensionnement .....	82
III.4.4.2.Calcul des sollicitations.....	83
III.4.4.3.Calcul des armatures longitudinal .....	84
III.4.5.Etude de la console.....	88
III.5.Etude des balcons.....	91
III.5.1.Introduction .....	91
III.5.2.Sollicitations de calcul .....	92
III.5.3.Ferraillage.....	93

## **Chapitre IV : Etude dynamique.**

IV.1.Introduction .....	97
IV.2.L'objectif de l'étude dynamique .....	97
IV.3. Présentation des méthodes utilisées pour l'estimation des forces dynamique.....	97
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	97
IV.3.2. Méthode de L'analyse Modale Spectrale.....	98
IV.3.3. Méthode d'analyse Dynamique par Accélérogrammes.....	98
IV.4. Choix de la méthode de calcul .....	99
IV.5. La modélisation de la structure .....	100
IV.6. calcul du centre des masses par étages .....	109
IV.7.calcul du centre de rigidité par étages.....	109
IV.8. Justification de condition de l'interaction portiques-voiles.....	111
IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	113
IV.10. Vérification des déplacements latéraux inters étages.....	116
IV.11. Conclusion .....	120

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs.**

V.1. Introduction .....	121
V.2. Ferrailage des poteaux .....	121
V.2. 1.Calculer les sollicitations .....	121
V.2.2.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	122
V.2.3. Calcule de Ferrailage .....	124
V.2.4.Vérification à l'E.L.U .....	126
V.2.5.Vérification de la contrainte à l'E.L.S .....	129
V.3.Ferrailage des poutres .....	131
V.3.1.Recommandations par RPA99 (art 7.5.2) .....	132
V.3.2.Recommandations par BAEL 91 (art 7.5.2).....	132
V.3.3.Ferrailage des poutres Principales (30×40 ) .....	132
V.3.4.Ferrailage des poutres Secondaires (30×35 ) .....	137
V.4 .Voiles de contreventement.....	141
V.4.1.Introduction .....	141
V.4.2. Calcul du ferrailage vertical .....	143
V.4.2.1. Etude des sections .....	144
V.4.2.2.Ferrailage des voiles .....	146

V.4.2.3.Espacement des armatures verticales .....	146
V.4.3.Vérification de la résistance au cisaillement .....	150
V.5.Calcul de ferrailage horizontal .....	151

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.**

VI.1. Introduction.....	156
VI.2. Etude du sol .....	156
VI.3. Choix du type des fondations .....	156
VI.3.1.Semelle isolée .....	156
VI.3.2. Semelles filantes sous voiles.....	158
VI.3.3. Radier général .....	159
VI.4.Pré dimensionnement du radier .....	160
VI.4.1.L'épaisseur de la dalle .....	160
VI.4.2. Nervure .....	160
VI.5.Caractéristiques géométriques du radier .....	162
VI.5.1.Vérification de la stabilité du radier .....	163
VI.5.1.1.Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales .....	163
VI.5.1.2.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	164
VI.5.1.3. Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ .....	165
VI.6. Ferrailage du radier .....	165
VI.7.Etude de débord du radier .....	168
VI.8.Calcul des nervures .....	169
VI.9.Voile périphérique .....	172
VI.9.1.Introduction .....	172
VI.9.2. Dimensionnement du voile .....	173
VI.9.3. Détermination des sollicitations .....	173
VI.9.4. Ferrailage du voile périphérique.....	174
VI.10.Conclusion .....	177

## **Chapitre VII : Etude Comparative.**

VII.1.Introduction .....	179
VII.2.Résultats de l'analyse dynamique .....	180
VII.2.1. Période fondamentale .....	180
VII.2.2. Les déplacements d'étages suivant les deux sens .....	182
VII.2.3. Effort tranchant à la base.....	186



VII.2.4.Moment fléchissant à la base .....	187
VII.3.Conclusion et recommandation .....	188
<b>Conclusion Générale</b> .....	190

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

<b>Figure I.1:</b> Plancher a corps creux.....	4
<b>Figure I.2:</b> Coupe transversale du mur extérieur.....	5
<b>Figure I.3:</b> Diagramme parabole- rectangle des Contraintes -Déformations du béton.....	9
<b>Figure I.4:</b> Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	9
<b>Figure I.5:</b> Diagramme déformations- contraintes.....	12
<b>Figure I.6:</b> Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	13

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structural et la descente de charge.

<b>Figure II.1:</b> Plancher a corps creux.....	16
<b>Figure II.2:</b> Pré dimensionnement du plancher.....	16
<b>Figure II.3:</b> Dimensions du balcon .....	17
<b>Figure II.4:</b> Détail d'un escalier .....	18
<b>Figure II.5:</b> Dimensionnement d'une poutre.....	20
<b>Figure II.6:</b> Dimension de poutre secondaire.....	21
<b>Figure II.7:</b> Dimension de poutre principale.....	21
<b>Figure II.8:</b> Dimension de poutre palière .....	22
<b>Figure II.9:</b> Dimension de voile.....	23
<b>Figure II.10:</b> Dimension de poteau. ....	24
<b>Figure II.11:</b> Section entourées par le poteau centrale.....	31
<b>Figure II.12:</b> Représentation les niveaux de la descente de charge .....	32
<b>Figure II.13:</b> Section entourées par le poteau Intermédiaire.....	36
<b>Figure II.14:</b> Section entourées par le poteau centrale.....	41

## Chapitre III : Calcule des éléments secondaires.

<b>Figure III.1:</b> Schéma descriptif de l'acrotère.....	47
<b>Figure III.2:</b> Coupe transversal.....	47
<b>Figure III.3:</b> Schéma statique et diagrammes des efforts.....	48
<b>Figure III.4:</b> Ferrailage de l'acrotère.....	54

<b>Figure III.5:</b> Coupe transversale de la poutrelle.....	55
<b>Figure III.6:</b> Diagramme du moment à L'ELU Sous-sol ;RDC.....	60
<b>Figure III.7:</b> Diagramme du moment à L'ELS Sous – sol ; RDC .....	61
<b>Figure III.8:</b> Diagramme du moment à L'ELU Etage courante .....	61
<b>Figure III.9:</b> Diagramme du moment à L'ELS Etage courante .....	61
<b>Figure III.10:</b> Diagramme du moment à L'ELU terrasse inaccessible .....	62
<b>Figure III.11:</b> Diagramme du moment à L'ELS terrasse inaccessible .....	62
<b>Figure III.12:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU Sous –Sol RDC.....	63
<b>Figure III.13:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU Etage courante .....	64
<b>Figure III.14:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU Terrasse inaccessible .....	64
<b>Figure III.15:</b> Coupe de section rectangulaire et T étage courant .....	65
<b>Figure III.16:</b> Ferrailage des poutrelles : étage courant.....	73
<b>Figure III.17:</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	75
<b>Figure III.18:</b> dimensions de l'escalier.....	75
<b>Figure III.19:</b> Schéma statique de l'escalier.....	76
<b>Figure III.20:</b> La charge équivalente de l'escalier .....	76
<b>Figure III.21:</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	82
<b>Figure III.22:</b> Ferrailage de la poutre palière .....	88
<b>Figure III.23:</b> Schéma statique de la console.....	88
<b>Figure III.24:</b> Schéma statique de la console.....	91
<b>Figure III.25:</b> Dimensions du balcon.....	92
<b>Figure III.26:</b> Schéma statique du balcon. ....	92
<b>Figure III.27:</b> Ferrailage de balcon.....	96

## **Chapitre IV : Analyse dynamique.**

<b>Figure IV.1:</b> la vue en 3D de la structure.....	102
<b>Figure IV.2:</b> Disposition des voiles de la cage d'ascenseur variante 1.....	104
<b>Figure IV.3:</b> mode 1 $T=1,19s$ .....	105
<b>Figure IV.4:</b> mode 2 $T=1,08 s$ .....	106
<b>Figure IV.5:</b> mode 3 $T=0,96 s$ .....	106
<b>Figure IV.6:</b> variante 2 disposition des voiles.....	107
<b>Figure IV.7:</b> mode 1 : $T= 0,695sec$ . ....	108
<b>Figure IV.8:</b> mode 2 : $T= 0,549 sec$ . ....	108
<b>Figure IV.9:</b> mode 3 : $T = 0,418 sec$ . ....	108

<b>Figure IV.10:</b> diagramme de spectre de réponse.....	112
<b>Figure IV.11:</b> Déplacements horizontaux dans les deux sens.....	117

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs .**

<b>Figure V.1:</b> La zone nodale .....	121
<b>Figure V.2:</b> Ferrailage déférences types des poteaux.....	130
<b>Figure V.3:</b> Schémas Disposition constructive des armatures des poteaux.....	131
<b>Figure V.4:</b> Ferrailage des poutres principale étage courant 30×40.....	136
<b>Figure V.5:</b> Ferrailage des poutres secondaires étage courant 30×35.....	140
<b>Figure V.6:</b> SPC .....	144
<b>Figure V.7:</b> SEC .....	145
<b>Figure V.8:</b> SET .....	145
<b>Figure V.9:</b> Vue en plan des voiles existants.....	146
<b>Figure V.10:</b> Ferrailage de voile VY1.....	153
<b>Figure V.11:</b> Ferrailage des voiles VY2. ....	153
<b>Figure V.12:</b> Ferrailage des voiles VY3 ;VY4. ....	153
<b>Figure V.13:</b> Ferrailage des voiles VY5.....	154
<b>Figure V.14:</b> Ferrailage des voiles VY6. ....	154
<b>Figure V.15:</b> Ferrailage des voiles VY10. ....	154
<b>Figure V.16:</b> Ferrailage des voiles VX7. . ....	155
<b>Figure V.17:</b> Ferrailage des voiles VX8. . . ....	155
<b>Figure V.18:</b> Ferrailage des voiles VX9. . . ....	155

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure .**

<b>Figure VI.1 :</b> Semelle isolée.....	157
<b>Figure VI.2:</b> Semelle filante sous voile.....	158
<b>Figure VI.3 :</b> Schéma de radier nervuré.....	159
<b>Figure VI.4:</b> Schéma du radier sous SOCOTEC.....	163
<b>Figure. VI.5:</b> Le panneau le plus sollicité.....	165
<b>Figure VI.6:</b> Schéma statique du débord.....	168
<b>Figure VI.7:</b> Ferrailage du débord.....	169

<b>Figure VI.8:</b> diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016.....	170
<b>Figure VI.9:</b> Schéma de ferrailage du radier.....	172
<b>Figure VI.10:</b> Schéma de ferrailage des nervures. ....	173
<b>Figure VI.11:</b> Répartition des charges de voile périphérique.....	174
<b>Figure VI.12:</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	178

## **Chapitre VII : Etude Comparative .**

<b>Figure VII.1:</b> Périodes fondamentale des variantes étudiées.....	181
<b>Figure VII.2:</b> déplacements des niveaux sens XX.....	184
<b>Figure VII.3:</b> déplacements des niveaux sens YY.....	185
<b>Figure VII.4:</b> histogramme de l'effort tranchant à la base sens XX.....	186
<b>Figure VII.5:</b> histogramme de l'effort tranchant à la base sens YY.....	186
<b>Figure VII.6:</b> Variation de moment fléchissant à la base sens XX. ....	187
<b>Figure VII.7:</b> Variation de moment fléchissant à la base sens YY. ....	188

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

Tableau I.1: Les caractéristiques de la structure.....	3
Tableau I.2: Fe en fonction du type d'acier.....	11

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structural et la descente de charge.

Tableau II.1: Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible.....	26
Tableau II.2: Charge permanente due au tout les planches .....	26
Tableau II.3: Charge permanente due au Balcons étage courant.....	27
Tableau II.4: Charge permanente due Murs extérieur.....	27
Tableau II.5: Charge permanente due Cloisons intérieurs .....	28
Tableau II.6: Charge permanente due au Palier.....	28
Tableau II.7: Charge permanente due au Paillasse avec une inclinaison 32.17.....	29
Tableau II.8: Charge permanente due au Paillasse avec une inclinaison 32.52.....	29
Tableau II.9: La descente de charge du poteau centrale.....	35
Tableau II.10: la descente de charge du poteaux d'angle.....	40
Tableau II.11: la descente de charge du poteau centrale.....	44
Tableau II.12: la variation de section de poteau centrale.....	46
Tableau II.13: la vérification de l'effort réduit .....	46
Tableau II.14: Section des poteaux adopté. ....	46

## Chapitre III : Calcule des éléments secondaires.

Tableau III.1: Evaluation des moments et efforts tranchants.....	48
Tableau III.2: Evaluation des sollicitations.....	49
Tableau III.3: Combinaison des charges.....	58
Tableau III.4: Résultats des sollicitations en travée (Sous-sol ; RDC). ....	58
Tableau III.5: Résultats des sollicitations sur appui (Sous-sol ; RDC). ....	59
Tableau III.6: Résultats des sollicitations en travée étage courant. ....	59
Tableau III.7: Résultats des sollicitations sur appui étage courant . .	59
Tableau III.8: Résultats des sollicitations en travée terrasse inaccessible.....	60



<b>Tableau III.9:</b> Résultats des sollicitations sur appui terrasse inaccessible. ....	60
<b>Tableau III.10:</b> Résultats de calcul des efforts tranchants Sous –sol ; RDC.....	62
<b>Tableau III.11:</b> Résultats de calcul des efforts tranchants Etage courante. ....	63
<b>Tableau III.12:</b> Résultats de calcul des efforts tranchants Terrasse inaccessible.....	63
<b>Tableau III.13:</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant).....	66
<b>Tableau III.14:</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage courant). ....	69
<b>Tableau III.15:</b> différents types de coefficients pour le calcul de la flèche .....	72
<b>Tableau III.16:</b> coefficient de flèche plancher étage courant.....	73
<b>Tableau III.17:</b> Résultats de calcul fgi et fgv.....	73
<b>Tableau III.18:</b> Calcule des sollicitation.....	75
<b>Tableau III.19:</b> Calculer des armatures . ....	77
<b>Tableau III.20:</b> Résultats du ferrailage de l'escalier.....	77
<b>Tableau III.21:</b> Paramètres pour le calcul de la flèche.....	79
<b>Tableau III.22:</b> Résultats du calcul de la poutre palière.....	84
<b>Tableau III.23:</b> Calcul de ferrailage.....	89
<b>Tableau III.24:</b> Résultats des efforts à ELU et ELS .....	93
<b>Tableau III.25:</b> Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon.....	94
<b>Tableau III.26 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	95

## **Chapitre IV : Analyse dynamique.**

<b>Tableau IV.1:</b> Période fondamentale de la structure.....	104
<b>Tableau IV.2:</b> Les périodes et les facteurs de participation massique variante 1.....	105
<b>Tableau IV.3:</b> Les périodes et les facteurs de participation massique variante 2.....	107
<b>Tableau IV.4:</b> Centre de masse et centre de rigidité de chaque étage.....	110
<b>Tableau IV.5:</b> pourcentage de l'effort tranchant repris par les voiles.....	111
<b>Tableau IV.6 :</b> pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques.....	112
<b>Tableau IV.7:</b> Période fondamentale empirique de la structure.....	113
<b>Tableau IV.8:</b> Valeur de $P_q$ .....	115
<b>Tableau IV.9:</b> Vérification des efforts à la base.....	116
<b>Tableau IV.10:</b> valeurs et vérification des déplacements.....	117
<b>Tableau IV.11:</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	118
<b>Tableau IV.12:</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	119
<b>Tableau IV.13:</b> Vérification de la stabilité au renversement.....	119
<b>Tableau IV.14:</b> Vérification de L'effort normal réduit.....	120

## Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs.

<b>Tableau V.1:</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	123
<b>Tableau V.2:</b> Les sollicitations dans les différents poteaux.....	125
<b>Tableau V.3:</b> Résultats de ferrailage des poteaux.....	125
<b>Tableau V.4:</b> Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	126
<b>Tableau V.5:</b> Vérification selon BAEL.....	126
<b>Tableau V.6 :</b> Vérification selon RPA.....	127
<b>Tableau V.7:</b> Les armatures transversales des poteaux.....	128
<b>Tableau V.8:</b> Longueur de recouvrement.....	129
<b>Tableau V.9:</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	129
<b>Tableau V.10:</b> Calcul du ferrailage des poutres principales étage courant.....	133
<b>Tableau V.11:</b> Calcul du ferrailage des poutres secondaires étage courant.....	137
<b>Tableau V.12:</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal .....	149
<b>Tableau V.13:</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinale .....	150
<b>Tableau V.14:</b> Résumé des résultats Vérification de la résistance au cisaillement.....	151
<b>Tableau V.15:</b> ferrailage horizontal des Voiles .....	152

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

<b>Tableau VI.1:</b> Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	157
<b>Tableau VI.2:</b> Surfaces revenantes aux Semelles filantes sous voiles.....	158
<b>Tableau VI.3:</b> Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	164
<b>Tableau VI.4:</b> Calcul des contraintes.....	164
<b>Tableau VI.5:</b> Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	165
<b>Tableau VI.6:</b> Les sollicitations à l'ELU.....	166
<b>Tableau VI.7:</b> Les sollicitations à l'ELS.....	166
<b>Tableau VI.8:</b> Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	166
<b>Tableau VI.9:</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	167
<b>Tableau VI.10:</b> ferrailage à l'ELS.....	168
<b>Tableau VI.11:</b> Ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.....	170
<b>Tableau VI.12:</b> Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	171
<b>Tableau VI.13:</b> Les sollicitations à l'ELU.....	175
<b>Tableau VI.14:</b> Les sollicitations à l'ELS.....	175

<b>Tableau VI.15:</b> Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	176
<b>Tableau VI.16:</b> Vérification à l'ELS.....	176

## **Chapitre VII : Etude Comparative .**

<b>Tableau VII.1:</b> Périodes et Facteurs de participation massique des quatre variantes.....	180
<b>Tableau VII.2:</b> valeurs et vérification des déplacements variante 01.....	182
<b>Tableau VII.3:</b> valeurs et vérification des déplacements variante 02.....	182
<b>Tableau VII.4:</b> valeurs et vérification des déplacements variante 03.....	183
<b>Tableau VII.5:</b> valeurs et vérification des déplacements variante 04.....	184
<b>Tableau VII.6:</b> valeurs de l'effort tranchant à la base sens X et Y.....	186
<b>Tableau VII.7:</b> valeurs des moments fléchissant à la base.....	187

# NOTATIONS

$A, A_s$  : Aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
 $B$  : Aire d'une section de béton  
 $D$  : Diamètre, rigidité  
 $E$  : Module d'élasticité longitudinal, séisme.  
 $E_b$  : Module de déformation longitudinal béton.  
 $E_i$  : Module de déformation instantanée ( $E_{vj}$  : Pour a l'âge de j jours).  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $E_v$  : Module de déformation différé  
 $E_{vj}$  : pour chargement applique à l'âge de j jours).  
 $F$  : force ou action générale.  
 $G$  : charge permanente.  
 $Q$  : surcharge d'exploitation.  
 $I$  : moment d'inertie.  
 $L$  : longueur ou portée.  
 $M$  : moment de flexion le plus souvent.  
 $M_u$  : Moment a' l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
 $N$  : effort normal.  
 $Q$  : action ou charge variable.  
 $S$  : section  
 $T, V$  : effort tranchant.  
 $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours  
 $f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.  
 $d$  : Hauteur utile.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.  
 $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.  
 $L_x$  : Longueur maximale entre axes  
 $A'$  : section d'armature comprimées  
 $A$  : section d'armature tendue  
 $e$  : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
 $S$  : espacement des armatures en général.  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  
 $\alpha$  : Angle en général, coefficient  
 $\epsilon_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.  
 $\epsilon_s$  : Déformation de l'acier.  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
 $\theta$  : Coefficient sans dimension.  
 $\lambda$  : Élanement.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $\rho$  : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
 $\sigma$  : Contrainte normale général.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'acier.  
 $\tau_{u adm}$  : Contrainte tangentielle admissible.

# Introduction générale

---

## Introduction générale

Depuis les dernières années l'Algérie démontre une importance particulière à la construction parasismique que doivent être conçues pour ne pas s'effondrer, ni s'endommager face aux risques.

Les bâtiments en zones sismiques demandent la maîtrise du comportement du sol et fondations à proprement parler ainsi le choix de site d'implantation. Le système de fondation et le sol sont un exemple de double facteur aggravant la vulnérabilité des superstructures en zones sismiques. Nous avons entrepris un travail de modélisation d'une structure en béton armé par un logiciel de calcul «ETABES », spécialisé dans le calcul dynamique des structures. Ce travail constitue à des études de stabilité dynamique et aux éléments structuraux.

Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte sept chapitres :

Le premier chapitre contient toutes les généralités sur notre construction, implantation, géométrie, site, sol, facteur d'instabilité et les hypothèses de calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux selon les normes.

Le troisième chapitre est l'étude des éléments secondaires notamment escalier, acrotère, les planchers et versifications des flèches selon les normes.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude sismique, et les vérifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique et vérification de la période fondamentale ainsi que l'effort tranchant à la base de notre structure et ce selon les réglementations en vigueur de construction appliquées en Algérie.

Le cinquième chapitre consacré à l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) par calcul de ferrailage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles selon les réglementations de calcul.

Le sixième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure (fondation, voiles périphériques) par calcul de ferrailage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles. Aussi de prévoir un système de drainage adéquat autour de notre projet

## Introduction générale

---

Enfinement le septième chapitre est une étude comparative de l'effet d'épaisseur des voiles sur la réponse dynamique .

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.



## I.1. Présentation du projet :

### I.1.1. Introduction:

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

### I.1.2. Présentation de l'Ouvrage :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment **R+9 / 3 sous sol** d'habitations, dans le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques,

Le bâtiment sera implanté a willaya de **Skikda** selon le **RPA 99/ 2003** cette zone est sismicité moyenne (**zone IIa**) [1].

### I.1.3. Caractéristiques de la structure :

#### ❖ Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

<b>Longueur en plan</b>	<b>25,2 m</b>
<b>Largueur en plan</b>	<b>11,7 m</b>
<b>Hauteur du sous-sol 3+2+1</b>	<b>3,4 m</b>
<b>Hauteur du RDC</b>	<b>3,06 m</b>
<b>Hauteur d'étage courant</b>	<b>3,06 m</b>
<b>Hauteur totale</b>	<b>41,6 m</b>

**Tableau I.1:** Les caractéristiques de la structure.

#### ❖ Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 [1].
- Le site est considéré comme site Ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2$  bars .
- L'ancrage minimal des fondations :  $D = 4,2$  m .

### I.1.4 .Conception de la structure :

#### ➤ Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les Conditions pour les structures en béton arme, on ne peut pas adopter un

Contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse Les 8,00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles) [1].

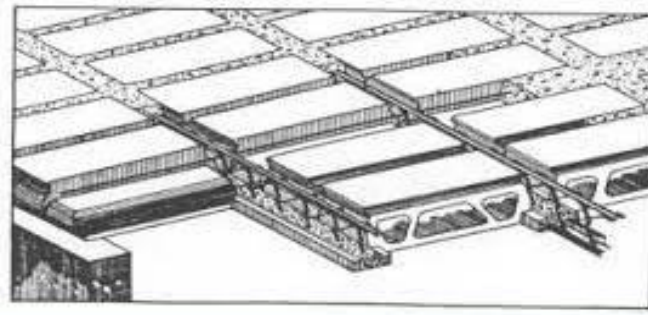
### ➤ **Plancher :**

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation. Ils sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre structure comporte un seul type de planchers : Plancher à corps creux avec une dalle de compression type (16+4) cm.

Nous avons optés pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

1. Facilité de réalisation.
2. Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
3. Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
4. Raison économique.
5. Et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes).



**Figure. I.1:** Plancher a corps creux.

### ➤ **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

### ➤ **Les Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. On a un seul type d'escaliers ; escaliers à deux volées.

### ➤ **Les façades :**

Les façades sont réalisées en cloisons par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtre à certains endroits.

### ➤ **Maçonnerie :**

- ✓ **Murs extérieurs :** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur :
  - Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la parois interne du mur.

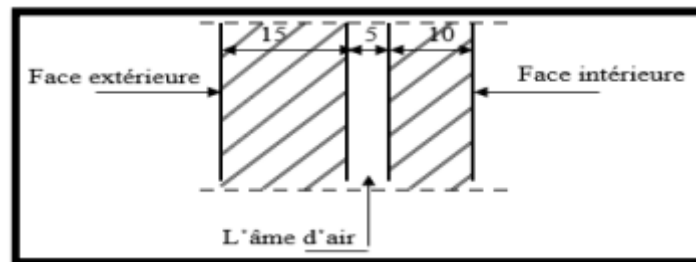


Figure I.2: Coupe transversale du mur extérieur.

- ✓ **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert séparer deux services et une double cloison de 30 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins.

- **Revêtement** :

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

- **Cage d'ascenseur** :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie entouré par les murs voile.

- **Acrotère**:

La terrasse inaccessible le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d' hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

## I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

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

On distingue deux états limites [2].

## a- états limite ultimes (ELU) :

Correspondent à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement) .
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture) .
- Soit de la stabilité de forme .

## b- états limite de service (ELS) :

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

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

### I.2.1. Le béton :

#### 1) Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux public .

#### 2) Composition du béton :

pour 1m<sup>3</sup>du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ kg Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ kg de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

#### 3) Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitue par un mélange de

##### a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

**b. Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

**b.1. Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

**b.2. Gravier :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**c. Eau de gâchage :**

L'eau doit être propre; si elle contient des Chlorure, une réaction chimique aura lieu, est modifiée la prise du ciment. Le béton alors perd alors ses qualités de résistance.

**4) Résistances mécaniques du béton :****a. Résistance à la compression :**

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

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

➤  **$j \leq 28$  jour** est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$
$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤  **$j > 28$  jour** est :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

**b. Résistance à la traction :**

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

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

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour  $j=28$  jour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  ;  $f_{ij} =2,1\text{Mpa}$ .

### 5) Contrainte limite :

#### 5.1. Etat limite ultime :

##### ➤ Contrainte ultime de compression

Elle est définie par la formule suivante :  $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

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

$\gamma_b$  Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles ;  $\gamma_b 1,5$  en situations durables ou transitoires.

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

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

$\theta = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  :  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$  cas courant.

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$  cas accidentelle

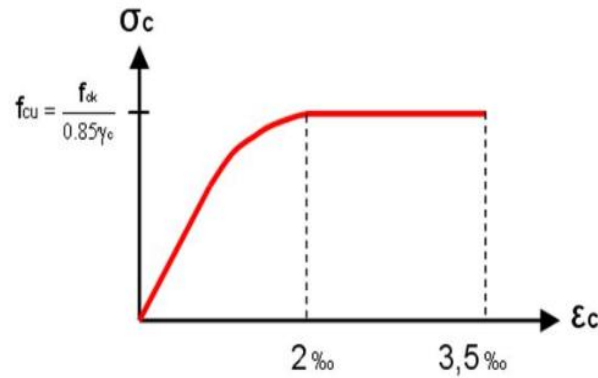
Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰ si } f_{cj} \leq 40$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰ si } f_{cj} > 40$$

$$\min(4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰}$$





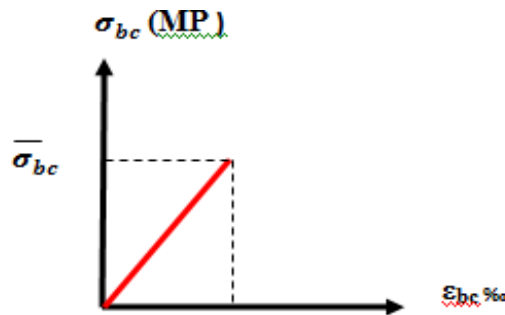
**Figure I.3:** Diagramme parabole- rectangle des Contraintes -Déformations du béton.

**5.2. Etat limite de service :**

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

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

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



**Figure I.4:** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

**5.3. Contrainte limite de cisaillement :**

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

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

➤ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson définie par la relation suivante :  $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$

Avec  $\begin{cases} \Delta a/a : \text{allongement relatif de la section transversale} \\ \Delta l/l : \text{allongement relatif de la section longitudinale} \end{cases}$

$\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations a l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations a l'Etat Limite Service (ELS).

➤ **Le module de déformation longitudinale :**

a) **Instantané :** pour les charges d'une durée d'application < 24 h

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

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

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

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

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

**I.2.2. L'Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, ce matériaux caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion [2].

Il utilisent pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ( $\Phi 6$ ) pour les hourdis des planchers a corps creux.

**1) Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

❖ **La limite d'élasticité garantie Fe:**

La limite d'élasticité Fe est une valeur varie en fonction de type d'acier les nuances et les limites d'élasticité pour chaque type d'acier sont résume dans le tableau suivant :

Type	Nuance fe (Mpa) Emploi	Nuance fe (Mpa) Emploi	Nuance fe (Mpa) Emploi
<b>Ronds lisses</b>	FeE24 FeE22	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.

<b>Fils tréfilés HA Type 3</b>	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
<b>Treillis soudés -lisses -Type 4</b>	TSL TSHA	500 520	emploi courant

**Tableau I.2:** Fe en fonction du type d'acier.

❖ **Le module d'élasticité  $E_s$  :**

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

❖ **Contrainte limitée ultime de l'acier :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie la formule suivante :

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

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1,15$  Dans les cas courants  $\sigma_s = 348$  MPa

$\gamma_s = 1$  Dans les cas accidentels.  $\sigma_s = 400$  MPa

$\varepsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier :  $\varepsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

❖ **Contrainte limitée service de l'acier :**

➤ **Fissuration peu nuisible :** aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton

➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right] \text{ (MPa)} ; \quad \sigma_s = 201,64 \text{ MPa}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 150\eta \right] \text{ (MPa)} ; \quad \sigma_s = 164,97 \text{ MPa}$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration :  $\eta = 1$  Pour les aciers ronds lisses .

$\eta = 1,66$  Pour les aciers a haute adhérence.

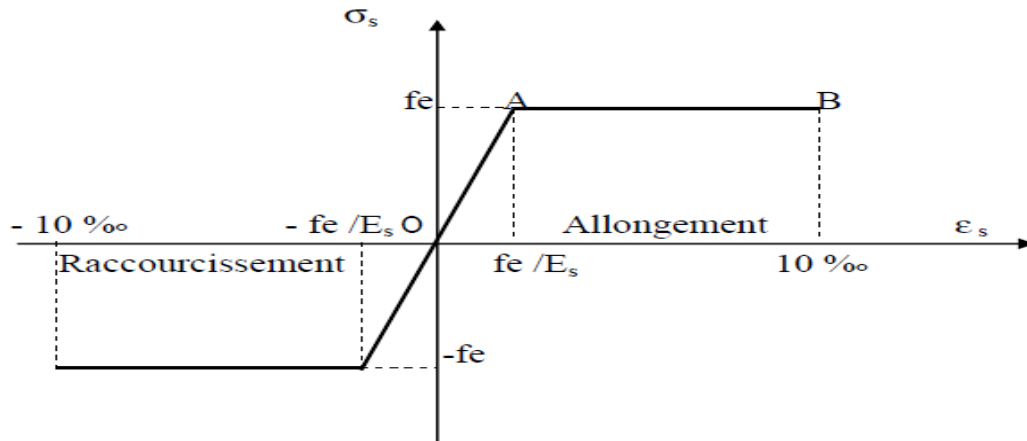


Figure I.5: Diagramme déformations- contraintes.

## 2) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage ( $c$ ) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes [3].

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

### ❖ Ductilité : (RPA 99 V 2003)

La ductilité est la capacité d'un matériau, d'une section, d'un élément ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles sans perte significative de résistance sous sollicitations alternées.

## I.3.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

### I.3.1.Les actions :

Les actions sont les forces appliquées directement à la construction (charges permanentes, exploitation, climatiques....) ou résultants de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température....). On notera :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Action accidentelles (séisme+effet de choc « explosion »).

**I.3.2. Les sollicitations :**

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; effort (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsion....etc.)

**Sollicitations de calcul :** Les combinaisons utilisées dans notre étude .

- **ELU** :  $1,35G + 1,5Q$
- **ELS** :  $G + Q$

**Sollicitations sismiques :** Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003.

- $G + Q + E$
- $0,8 \times G \pm E$

**I.4. hypothèses de calcul des sections en béton armé :**

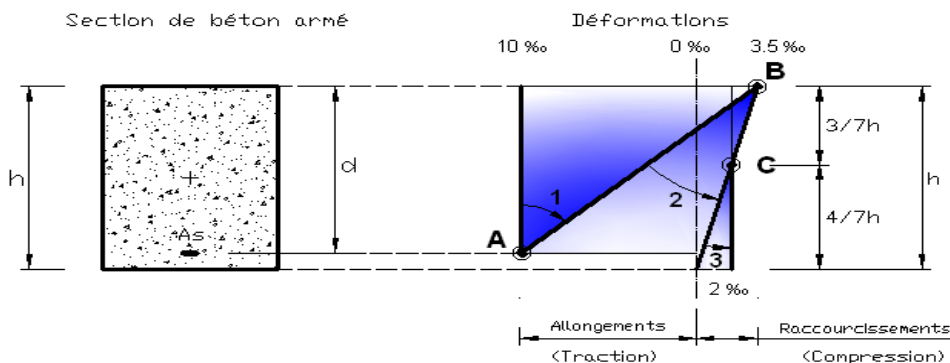
**I.4.1. calcul aux états limite ultimes de résistance :**

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

$\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$  .....en compression centrée

$\epsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$  .....en flexion

- la règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante [4].



**Figure I.6:** Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

### I.4.2. calcul aux états limites de services :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentre en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence est le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton  $\eta = \frac{E_s}{E_b}$  est fixé forfaitairement a  $\eta = 15$ .

### II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et C.B.A.93. Les sollicitations qui peuvent agir sur notre structure sont :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitue par les portiques.

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

#### II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers :

##### ❖ planchers a corps creux :

Les planchers sont a corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure l'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. On déduit donc l'épaisseur des planchers a partir des conditions ci-après :

$$h_t \geq \left\{ \frac{l_x}{25}, \frac{l_x}{20} \right\}$$

Avec  $l_x$  : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure

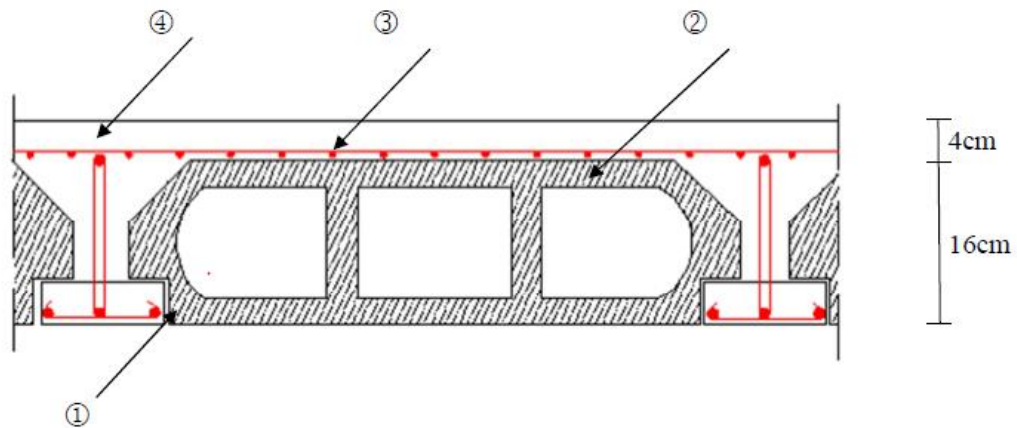
$$L_{\max} = (4 - 0,45) \text{ m}$$

$$ht \geq 14,2 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un plancher de **16 +4 cm**, Tel que :

16 cm : l'épaisseur du corps creux.

4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression.



- 1 – Poutrelle
- 2 - Corps creux
- 3 - Treillis soude
- 4 - Dalle de compression

Figure II.1 :Planche à corps creux.

❖ Les poutrelles

Pour la largeur de la nervure nous avons  $b_0 = (8 ; 14) \text{ cm}$  ;

Soit :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression a prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions [1] :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{440}{10} \dots\dots\dots b_1 \leq 44 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_{hourdi}}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} \dots\dots\dots b_1 \leq 27,5 \text{ cm} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 \end{cases}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \text{ avec } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32$$

, Donc on prend  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

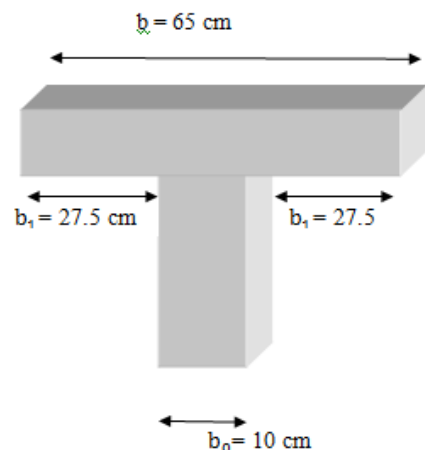


Figure II.2: Pré dimensionnement du plancher.



**II.2.2. Pré- dimensionnement de Balcon :**

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

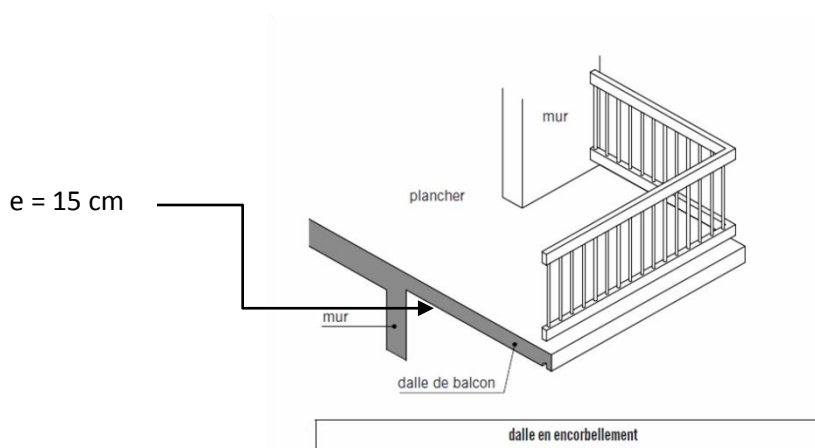
$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 ; \text{ avec } L \text{ est la largeur du plus grand balcon.}$$

Dans notre cas  $l = 1,35 \text{ m}$

$$\frac{135}{15} \leq e \leq \frac{135}{20} + 7$$

$$9 \leq e \leq 13,5$$

on adopte l'épaisseur de balcon :  $e = 15 \text{ cm}$



**Figure II.3:** dimensions du balcon.

**II.2.3. Pré- dimensionnement des escalier :**

un escalier est essentiellement un assemblage de poutre et de dalles inclinées horizontales il servent à relier les différents niveaux d'une construction Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule suivante :  $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$

- $\left\{ \begin{array}{l} g \text{ ( giron) : la marche . Varié de } 22 \text{ cm à } 33 \text{ cm} \\ h \text{ ( hauteur) : la contre marche . Varié de } 14 \text{ cm à } 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

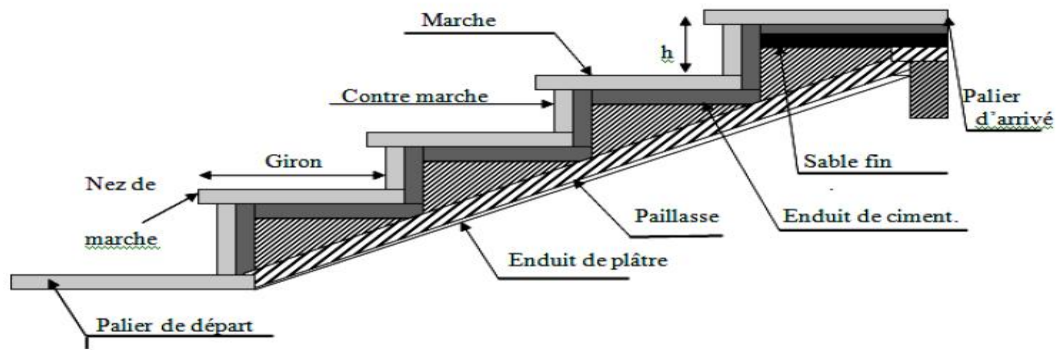


Figure II.4: Détail d'un escalier.

On prend :  $\begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{ cm} \end{cases}$

$$60 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \longrightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Dans notre construction les escaliers composent à 2 volées et un palier à chaque étage.

➤ **Volée d'escalier de Sous Sol 3,2,1 :**

- **Hauteur d'étage :**

$$H_e = 3,40\text{ m}$$

- **Hauteur de volée :**

$$H_v = \frac{3,40}{2} = 1,7\text{ m}$$

- **Nombre de contre marche de volée :**

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{170}{17} = 10 \rightarrow N_c = 10$$

- **Nombre de marche de volée :**

$$N_m = N_c - 1 \rightarrow N_m = 9$$

- **La longueur de la ligne de foulé :**

$$l_f = g \times N_m = 0,3 \times 9 = 2,7\text{m}$$

- **L'inclinaison de paillasse :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,7}{2,7} = 0,629 \rightarrow \alpha = 32,17^\circ$$

- **La longueur de la pailasse est :**

$$L = \frac{H_v}{\sin(\alpha)} = \frac{1,7}{\sin(32,17)} = 3,19 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la pailasse est calculée par la condition suivant :**

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

$$\frac{319}{30} = 10,66 \leq e \leq \frac{319}{20} = 15,95$$

Donc on prend :  $e = 15\text{cm}$

- **Volée d'escalier de RDC et Etage courant (1<sup>er</sup> jusqu'au 9<sup>ème</sup> étage) :**

- **Hauteur d'étage :**

$$H_e = 3,06 \text{ m}$$

- **Hauteur de volée :**

$$H_v = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

- **Nombre de contre marche de volée :**

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1,53}{17} = 9$$

- **Nombre de marche de volée :**

$$N_m = N_c - 1 = 8$$

- **La longueur de la ligne de foulé :**

$$l_f = g \times N_m = 0,3 \times 8 = 2,4\text{m}$$

- **L'inclinaison de pailasse :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,53}{2,4} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- **La longueur de la pailasse est :**

$$L = \frac{H_v}{\sin(\alpha)} = \frac{1,53}{\sin(32,52)} = 2,84 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse est calculée par la condition suivant :**

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

$$\frac{284}{30} = 9,46 \leq e \leq \frac{284}{20} = 14,2$$

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

#### **II.2.4.Pré- dimensionnement des poutres :**

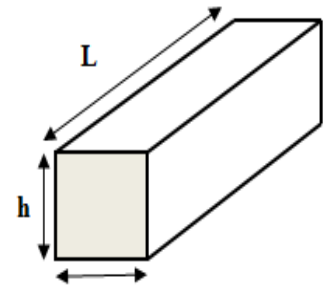
Les poutres sont des éléments en béton arme qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles) [5] les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

{	$h$ : hauteur de la poutre,
	$b$ : largeur de la poutre,
	$L$ : portée maximum entre nus d'appuis.



**Figure II.5:** Dimensionnement d'une poutre.

#### **Vérification d'après RPA99/2003 :**

- 1)  $b \geq 20\text{cm}$
- 2)  $h \geq 30\text{cm}$
- 3)  $\frac{h}{b} \geq 4 \text{ cm}$

#### **II.2.4.1. Les poutres longitudinales (secondaires) :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chainage, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

Soit  $L_{\max} = 4 \text{ m}$  la longueur maximal dans le sens longitudinale

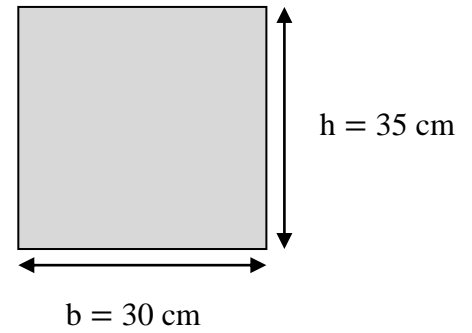
$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$27 \leq h \leq 40$$

On adopte  $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,5 h \longrightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5$$

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



**Figure II.6:** Dimension de poutre secondaire.

**Vérification d'après RPA99/2003 :**

- 1)  $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- 2)  $h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- 3)  $\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

**II.2.4.2. Les poutres transversales (principales) :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

Soit  $L_{\max} = 4,80 \text{ m}$  la longueur maximal dans le sens transversale :

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

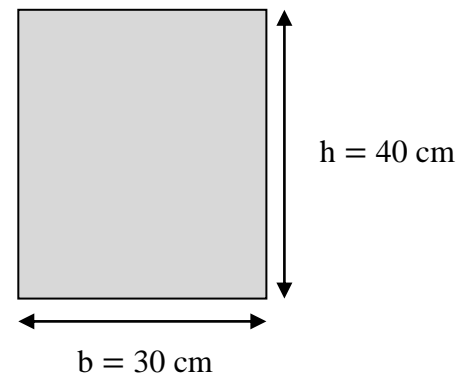
$$32 \leq h \leq 48$$

On adopte  $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,5 h$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,5 \times 45 \longrightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5$$

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



**Figure II.7:** Dimension de poutre principale.

**Vérification d'après RPA99/2003 :**

- 1)  $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- 2)  $h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- 3)  $\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

• **La condition de rigidité :**

On doit vérifier que :  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$

$$\frac{40}{480} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0,083 \geq 0,0625$$

**II.2.4.3. Les poutres palière :**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier , elle est partiellement encastrée a l'extrémité dans les portaux et soumise a la flexion et la torsion .

La poutre palière est dimensionne d'après les formules donnée par le BAEL91 et vérifie par le RPA .

La hauteur de la poutre palière doit être :

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

Soit L=3,2 m la longueur maximal dans le sens transversale :

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

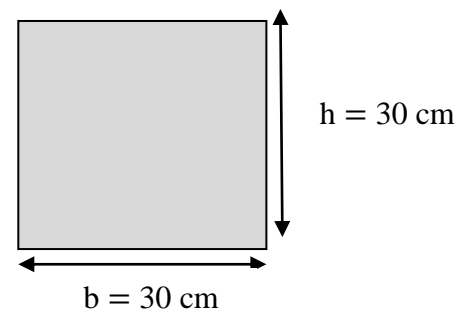
$$21,33 \leq h \leq 32$$

On prend h= 30 cm

La largueur de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,5 h \longrightarrow 9 \leq b \leq 15$$

On prend b = 30 cm



**Figure II.8:** Dimension de poutre palière.

**II.2.5. Pré- dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargées de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

Dans notre structure, on distingue type de voiles :

- ✓ Voile de contreventement
- ✓ Voile périphérique

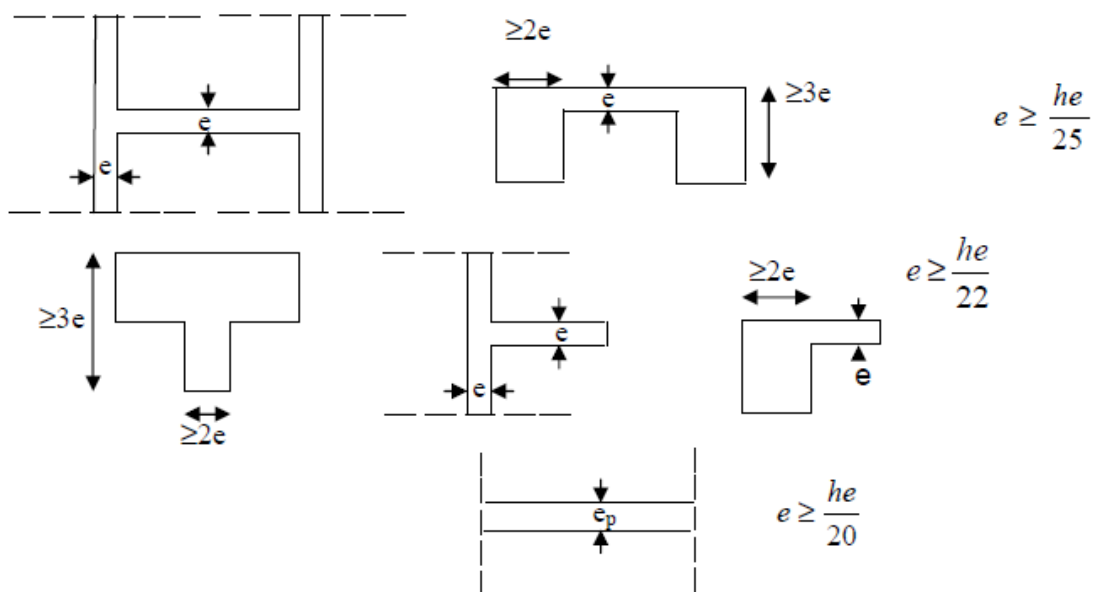
Ils sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales (environ 20%) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante:  $L \geq 4 e_p$  [1].

Avec :

$e_p$  : épaisseur des voiles

$L$  : portée minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_\epsilon$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm .



**Figure II.9:** Dimension de voile.

❖ **Pour RDC étage courant :**

la hauteur d'étage  $h_\epsilon = 3,06$  m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_\epsilon}{20} \longrightarrow e \geq \frac{306}{20} \quad e \geq 15,3\text{cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_\epsilon}{20}) \longrightarrow e \geq \max(15; 15,3)$$

on adopte que :  $e = 20$  cm

❖ **Pour Sous sol :**

la hauteur d'étage  $h_\epsilon = 3,40$  m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_\epsilon}{20} \quad e \geq \frac{340}{20} \quad e \geq 17 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left( e_{\min} ; \frac{h_e}{20} \right) \longrightarrow e \geq \max (15; 17)$$

on adopte que :  $e = 20 \text{ cm}$

**II.2.6. Pré- dimensionnement de poteau :**

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de **1%** de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges [1].

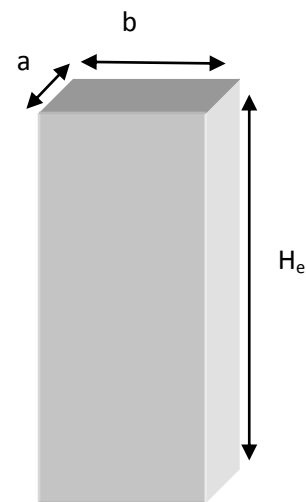
Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{H_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{array} \right.$$

On a:

$$Nu \leq \alpha Br \left[ \left( \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} \right) + \left( \frac{As f_e}{\gamma_s Br} \right) \right]$$

- **Br** : la section réduite de poteau,  $Br = (a - 2)(b - 2)$
- **Nu** : l'effort normal ultime déterminé à partir de la descente des charges.
- **As** : la section de l'acier.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique des acier.
- **γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité du béton.
  - ✓ 1,5 cas général.
  - ✓ 1 dans le cas de combinaisons accidentelles.
- **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dépend de type de situation
  - ✓ 1,15 cas général.
  - ✓ 1 dans le cas de combinaisons accidentelles.



**Figure II.10:** Dimension de poteau.



- $f_{c28}$  : résistance caractéristique a 28 jours.

$\alpha$  : le coefficient de réduction.

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = 35 \longrightarrow \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 50 \longrightarrow \alpha = 0,603$$

$\lambda$  : L'élancement.

$$\text{On a : } A_s = 0,1\% \text{ Br} \longrightarrow \left(\frac{1}{100}\right) \text{ Br}$$

$$\text{On obtient : } Nu \leq \alpha \text{ Br} \left[ \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \gamma_s}\right) \right]$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \gamma_s}\right)} \right]$$

$$\text{On a : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$$

- **Pour :  $\lambda = 35$**

On substitue dans la formule, on obtient :  $Br \geq 0,064 Nu$

- **Pour :  $\lambda = 50$**

On substitue dans la formule, on obtient :  $Br \geq 0,064 Nu$

### **II.3. Evaluation des charges et surcharges :**

#### **II.3.1. Les planchers :**

**a- Plancher terrasse corps creux « inaccessible » :**

➤ **Charge permanente :**

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons	0,05	17	0,44
2- Etanchéité multicouche	0,02	6	0,40
3-Béton forme de pente	0,10	22	0,36
4- Isolation thermique	0,05	03	3,00
5-Planche a corps creux	0,02	/	0,20
6-Enduit de plâtre	0,02	/	2,5
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			6,2

**Tableau II.1:** Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible.

➤ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

**b- Plancher RDC , Etage courant :**

➤ Charge permanente :

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Cloison	/	/	1
2- Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4- Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-Planche corps creux	0,20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			5,2

**Tableau II.2:** Charge permanente due aux étages courants .

➤ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

**II.3.2.Les Balcons étages courants :**

➤ Charge permanente :

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Planche dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			5,35

**Tableau II.3:** Charge permanente due au Balcons étage courant.

➤ Surcharges d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

### II.3.2.Les Murs :

#### a- Murs extérieurs :

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2-Brique creux	0,02	11	1,1
3-L'âme de l'aire	/	/	/
4- Brique creux	0,30	11	3,3
5-Enduit de ciment 2 cm	0,02	18	0,36
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			3,31

**Tableau II.4:** Charge permanente due Murs extérieur.

**b- Cloisons intérieurs d'épaisseur e =10 cm :**

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2-Brique creux	0,10	11	1,1
3-Enduit de ciment 2 cm	0,02	10	0,2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			1,5

**Tableau II.5:** Charge permanente due Cloisons intérieurs .**II.3.3.Les escaliers :****a- Palier :****➤ Charge permanente :**

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids de palier	0,15	25	3,75
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			5,35

**Tableau II.6:** Charge permanente due au Palier .**➤ Surcharges d'exploitation : Q =2,5 KN/m<sup>2</sup> .****b- Paillasse avec une inclinaison 32.17 de Sous –Sol :****➤ Charge permanente :**

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,125
5- Poids propre de la paillasse	0,18	$0,18 \times 25 / \cos 32.17$	5,31
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.045</b>

**Tableau II.7:** Charge permanente due au Paillasse avec une inclinaison 32.17.

➤ Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

c- Paillasse avec une inclinaison 32.52 de RDC , Etage courant :

➤ Charge permanente :

Couche	épaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,125
5- Poids propre de la paillasse	0,18	$0,18 \times 25 / \cos 32.52$	5,34
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.075</b>

**Tableau II.8:** Charge permanente due au Paillasse avec une inclinaison 32.52.

➤ Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**II.4.Descente des charges :**

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

**II.4.1. Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (**G**)
- Les charges d'exploitation ou surcharges (**Q**)

**1. Les charges permanentes : (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

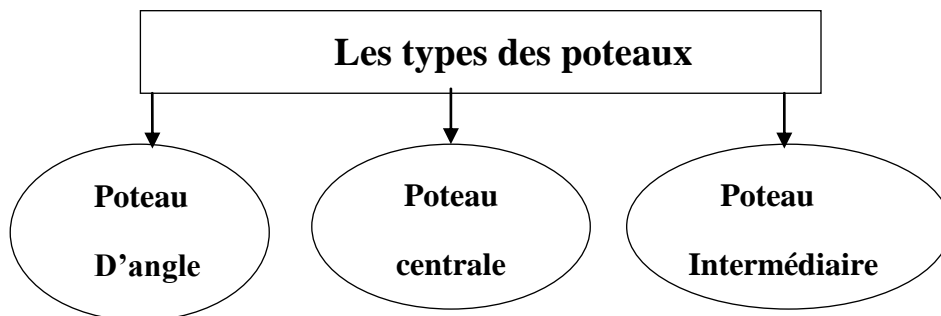
**2. Les charges d'exploitation : (Q)**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire est doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normal ".On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

Pour la descente des charges on prend les poteaux les plus sollicités .

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges sur les trois poteaux :



II.4.2.Poteau D'angle A-4 :

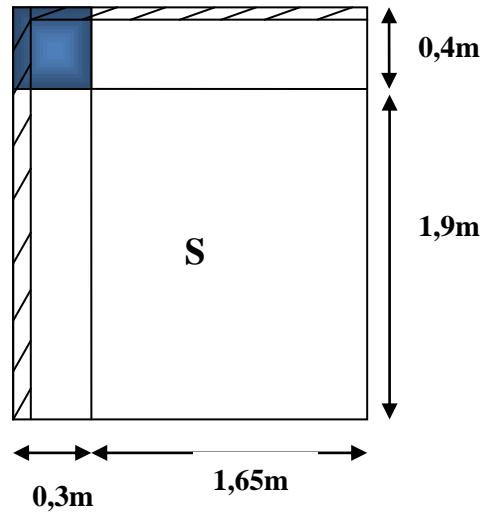


Figure II.11: Secuon entourées par le poteau d'angle .

➤ Surface des planches :

$$S = 1,9 \times 1,65 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S' = 1,85 \times 2,2 = 4,07 \text{ cm}^2 \quad S' = 16,2 \text{ m}^2$$

➤ Charge permanentes :

- ✓ Poids de plancher terrasse inaccessible

$$G \times S = 6,32 \times 3,14 = 19,84 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de plancher étage :

$$G \times S = 5,2 \times 3,14 = 16,33 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre principale ( poutre transversale ):

$$\rho \times a \times h \times l_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 1,9 = 5,7 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre secondaire ( poutre longitudinale ) :

$$\rho \times a \times h \times l_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 1,65 = 4,33 \text{ KN}$$

- ✓ Poids des poteaux :

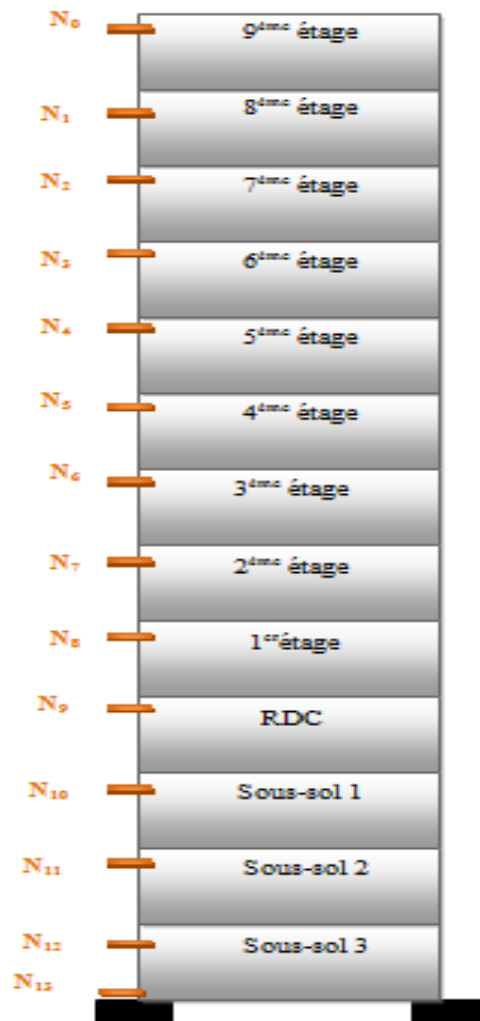
$$\begin{aligned} \text{pour RDC et Etage courant : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} &= 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,06 \\ &= 9,18 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{pour Sous Sol : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,40 = 10,2 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de Mure extérieur :

$$\begin{aligned} \text{pour RDC et Etage courant : } G \times [l_{ps} \times (h_{\text{étage}} - h_{ps})] + [l_{pp} \times (h_{\text{étage}} - h_{pp})] &= \\ 3,31 \times [0,9 \times (3,06 - 0,35)] + [1,9 \times (3,06 - 0,4)] &= 27,95 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{pour Sous Sol : } G \times [l_{ps} \times (h_{SS} - h_{ps})] + [l_{pp} \times (h_{SS} - h_{pp})] = 3,31 \times [0,9 \times (3,4 - 0,35)] + [1,9 \times (3,4 - 0,4)] = 24,95 \text{ KN}$$



**Figure II.12:** Représentation les niveaux de la descente de charge sur poteaux d'angle.



NIVEAU	ELEMENT	Coefficient de dégression	G ( KG )	Q ( KG )
$N_0$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Plancher terrasse inaccessible</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Acrotère</li> </ul>	1	19,84 5,7 4,33 0,93	4,07
$N_1$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_0</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	1	30,8 16,33 5,7 4,33 9,18 24,95	4,07 6,11
$N_2$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_1</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,9	94,29 16,33 5,7 4,33 9,18 24,95	10,18 5,5
$N_3$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_2</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,9	157,78 16,33 5,7 4,33 9,18 24,95	15,68 5,5
$N_4$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_3</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,8	218,27 16,33 5,7 4,33 9,18 24,95	21,18 4,89
$N_5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_4</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> </ul>	0,7	278,76 16,33	26,07 4,28

	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>		<p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>9,18</p> <p>24,95</p>	
$N_6$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_5</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,6	<p>339,7</p> <p>16,33</p> <p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>9,18</p> <p>24,95</p>	<p>30,35</p> <p>3,67</p>
$N_7$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_6</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>400,64</p> <p>16,33</p> <p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>9,18</p> <p>24,95</p>	<p>34,02</p> <p>3,06</p>
$N_8$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_7</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>461,58</p> <p>16,33</p> <p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>9,18</p> <p>24,95</p>	<p>37,08</p> <p>3,06</p>
$N_9$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_8</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>522,52</p> <p>16,33</p> <p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>9,18</p> <p>24,95</p>	<p>40,14</p> <p>3,06</p>
$N_{10}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_9</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,5	<p>583,64</p> <p>16,33</p> <p>5,7</p> <p>4,33</p> <p>10,2</p>	<p>43,2</p> <p>3,06</p>

	➤ Mur ext		27,95	
$N_{11}$	➤ Venant de $N_{10}$	0,5	648,15	46,26
	➤ Plancher étage		16,33	3,06
	➤ Poutre principale		5,7	
	➤ Poutre secondaire		4,33	
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		27,95	
$N_{12}$	➤ Venant de $N_{11}$	0,5	712,66	49,32
	➤ Plancher étage		16,33	3,06
	➤ Poutre principale		5,7	
	➤ Poutre secondaire		4,33	
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		27,95	
$N_{13}$	➤ Venant de $N_{12}$		777,177	52,38
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		27,95	
<b>Totale</b>			<b>815,32</b>	<b>52,38</b>

**Tableau II.9:** la descente de charge du poteau d'angle.

❖ **Combinaisons :**

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = [1,35 \times 815,32] + [1,5 \times 52,38] = 1179,25 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$N_{\text{ser}} = 815,32 + 52,38 = 867,7 \text{ KN}$$

II.4.3.Poteau Intermédiaire C-4:

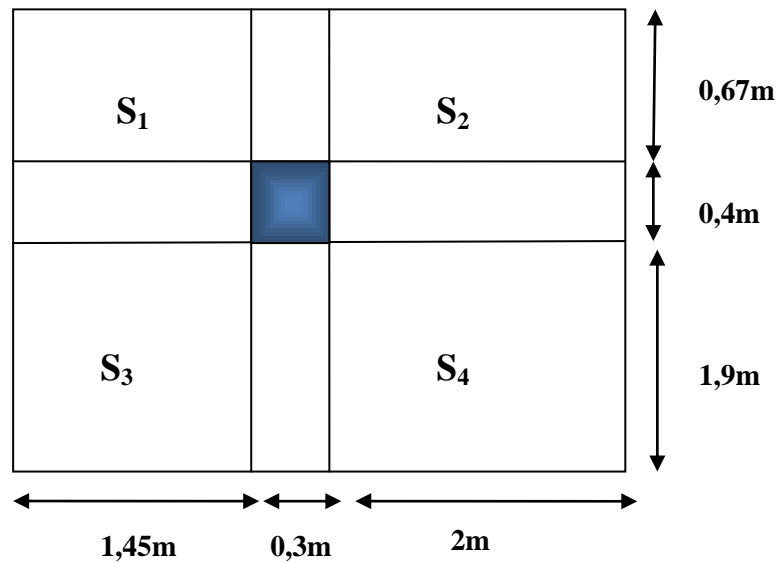


Figure II.13: Section entourées par le poteau Intermédiaire.

➤ Surface des planches :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 0,97 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1,34 \text{ m}^2 \\ S_3 = 2,76 \text{ m}^2 \\ S_4 = 3,8 \text{ m}^2 \\ S = 8,87 \text{ m}^2 \\ S' = 11,01 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ Charge permanentes :

- ✓ Poids de plancher terrasse inaccessible

$$G \times S = 6,32 \times 8,87 = 56,06 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de plancher étage :

$$G \times S = 5,2 \times 8,87 = 46,12 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre principale ( poutre transversale ):

$$\rho \times a \times h \times l_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,57 = 7,71 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre secondaire ( poutre longitudinale ) :

$$\rho \times a \times h \times l_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,45 = 9,05 \text{ KN}$$

✓ Poids des poteaux :

$$\begin{aligned} \text{pour RDC et Etage courant : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} &= 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,06 \\ &= 9,18 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{pour Sous Sol : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,40 = 10,2 \text{ KN}$$

✓ Poids de Mure extérieur :

$$\begin{aligned} \text{pour RDC et Etage courant : } G \times [l_{ps} \times (h_{\text{étage}} - h_{ps})] + [l_{pp} \times (h_{\text{étage}} - h_{pp})] &= \\ 3,31 \times [1,5 \times (3,06 - 0,35)] + [0,67 \times (3,06 - 0,4)] &= 13,35 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pour Sous Sol : } G \times [l_{ps} \times (h_{SS} - h_{ps})] + [l_{pp} \times (h_{SS} - h_{pp})] &= 3,31 \times \\ [1,5 \times (3,4 - 0,35)] + [0,67 \times (3,4 - 0,4)] &= 21,85 \text{ KN} \end{aligned}$$

NIVEAU	ELEMENT	Coefficient de dégression	G ( KG )	Q ( KG )
$N_0$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Plancher terrasse inaccessible</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> </ul>	1	46,27 7,71 9,05	11,07
$N_1$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_0</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	1	63,03 49,93 7,71 9,05 9,18 13,35	11,07 15,45
$N_2$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_1</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,9	152,25 49,93 7,71 9,05 9,18 13,35	26,32 13,91
$N_3$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_2</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,9	241,47 49,93 7,71 9,05 9,18 13,35	40,23 13,91
$N_4$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_3</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,8	330,69 49,93 7,71 9,05 9,18 13,35	54,14 12,36
$N_5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_4</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> </ul>	0,7	419,91 49,93 7,71 9,05	66,5 10,82

	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>		<p>9,18</p> <p>13,35</p>	
$N_6$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_5</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,6	<p>509,13</p> <p>49,93</p> <p>7,71</p> <p>9,05</p> <p>9,18</p> <p>13,35</p>	<p>77,32</p> <p>9,27</p>
$N_7$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_6</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>598,35</p> <p>49,93</p> <p>7,71</p> <p>9,05</p> <p>9,18</p> <p>13,35</p>	<p>86,59</p> <p>7,73</p>
$N_8$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_7</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>461,58</p> <p>49,93</p> <p>7,71</p> <p>9,05</p> <p>9,18</p> <p>13,35</p>	<p>94,32</p> <p>7,73</p>
$N_9$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_8</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>687,57</p> <p>49,93</p> <p>7,71</p> <p>9,05</p> <p>9,18</p> <p>13,35</p>	<p>102,05</p> <p>7,73</p>
$N_{10}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_9</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> <li>➤ Mur ext</li> </ul>	0,5	<p>776,79</p> <p>49,93</p> <p>7,71</p> <p>9,05</p> <p>10,2</p> <p>21,85</p>	<p>109,7</p> <p>7,73</p>

$N_{11}$	➤ Venant de $N_{10}$	0,5	875,53	117,51
	➤ Plancher étage		49,93	7,73
	➤ Poutre principale		7,71	
	➤ Poutre secondaire		9,05	
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		21,85	
$N_{12}$	➤ Venant de $N_{11}$	0,5	974,27	125,24
	➤ Plancher étage		49,93	7,73
	➤ Poutre principale		7,71	
	➤ Poutre secondaire		9,05	
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		21,85	
$N_{13}$	➤ Venant de $N_{12}$		1073,01	132,97
	➤ Poteau		10,2	
	➤ Mur ext		21,85	
<b>Totale</b>			<b>1105,06</b>	<b>132,97</b>

**Tableau II.10:** la descente de charge du poteaux d'angle.

❖ **Combinaisons :**

**ELU:**  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$N_u = [1,35 \times 1105,06] + [1,5 \times 132,97] = 1691,28 \text{ KN}$

**ELS :**  $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = 1105,06 + 132,97 = 1238,03 \text{ KN}$



II.4.4.Poteaux Central D-3 :

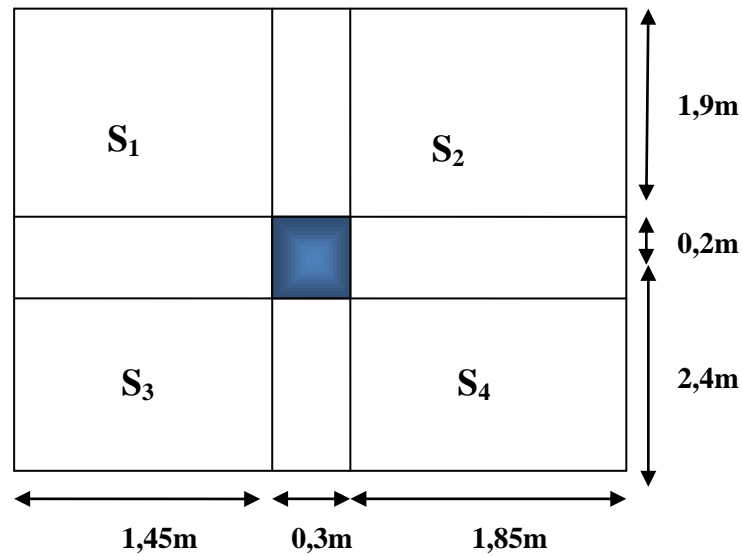


Figure II.14: Section entourées par le poteau centrale.

➤ Surface des planches :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 2,755 \text{ m}^2 \\ S_2 = 5,45 \text{ m}^2 \\ S_3 = 3,19 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,07 \text{ m}^2 \\ S = 15,48 \text{ m}^2 \\ S' = 16,2 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ Charge permanentes :

- ✓ Poids de plancher terrasse inaccessible

$$G \times S = 6,32 \times 15,48 = 97,86 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de plancher étage :

$$G \times S = 5,2 \times 15,485 = 80,496 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre principale ( poutre transversale ):

$$\rho \times a \times h \times l_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,30 = 12,9 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de poutre secondaire ( poutre longitudinale ) :

$$\rho \times a \times h \times l_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,3 = 8,66 \text{ KN}$$

✓ Poids des poteaux :

$$\text{pour RDC et Etage courant : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,06 \\ = 9,18 \text{ KN}$$

$$\text{pour Sous Sol : } \rho \times a \times b \times h \text{ étage} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,40 = 10,2 \text{ KN}$$

NIVEAU	ELEMENT	Coefficient de dégression	G ( KG )	Q ( KG )
$N_0$	➤ Plancher terrasse inaccessible	1	97,68	16,2
	➤ Poutre principale		12,9	
	➤ Poutre secondaire		8,66	
$N_1$	➤ Venant de $N_0$	1	119,24	16,2
	➤ Plancher étage		80,496	
	➤ Poutre principale		12,9	
	➤ Poutre secondaire		8,66	
	➤ Poteau		9,18	
$N_2$	➤ Venant de $N_1$	0,9	230,476	40,5
	➤ Plancher étage		80,496	
	➤ Poutre longitudinal		12,9	
	➤ Poutre transversal		8,66	
	➤ Poteau		9,18	
$N_3$	➤ Venant de $N_2$	0,9	341,712	62,37
	➤ Plancher étage		80,496	
	➤ Poutre principale		14,85	
	➤ Poutre secondaire		9,125	
	➤ Poteau		9,18	
$N_4$	➤ Venant de $N_3$	0,8	452,948	84,24
	➤ Plancher étage		80,496	
	➤ Poutre principale		12,9	
	➤ Poutre secondaire		8,66	
	➤ Poteau		9,18	
$N_5$	➤ Venant de $N_4$	0,7	564,184	101,88
	➤ Plancher étage		80,496	

	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>		<p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>9,18</p>	
$N_6$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_5</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre longitudinal</li> <li>➤ Poutre transversal</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,6	<p>675,42</p> <p>80,496</p> <p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>9,18</p>	<p>118,89</p> <p>14,58</p>
$N_7$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_6</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,5	<p>786,66</p> <p>80,496</p> <p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>9,18</p>	<p>133,47</p> <p>14,58</p>
$N_8$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_7</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,5	<p>897,89</p> <p>80,496</p> <p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>9,18</p>	<p>148,05</p> <p>12,15</p>
$N_9$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_8</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,5	<p>1009,128</p> <p>80,496</p> <p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>9,18</p>	<p>160,2</p> <p>12,15</p>
$N_{10}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_9</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	0,5	<p>1120,364</p> <p>80,496</p> <p>12,9</p> <p>8,66</p> <p>10,2</p>	<p>172,35</p> <p>12,15</p>
$N_{11}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_{10}</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> </ul>	0,5	<p>1232,62</p> <p>80,496</p>	<p>184,5</p> <p>12,15</p>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>		<p><b>12,9</b></p> <p><b>8,66</b></p> <p><b>10,2</b></p>	
$N_{12}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_{11}</math></li> <li>➤ Plancher étage</li> <li>➤ Poutre principale</li> <li>➤ Poutre secondaire</li> <li>➤ Poteau</li> </ul>	<b>0,5</b>	<p><b>1344,876</b></p> <p><b>80,496</b></p> <p><b>12,9</b></p> <p><b>8,66</b></p> <p><b>10,2</b></p>	<p><b>196,65</b></p> <p><b>12,15</b></p>
$N_{13}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Venant de <math>N_{12}</math></li> <li>➤ Poteau</li> </ul>		<p><b>1457,132</b></p> <p><b>10,2</b></p>	<p><b>208,8</b></p>
<b>Totale</b>			<b>1467,332</b>	<b>208,8</b>

**Tableau II.11:** la descente de charge du poteau centrale.

❖ **Combinaisons :**

**ELU:  $N_u = 1,35G + 1,5Q$**

$N_u = [1,35 \times 1467,332] + [1,5 \times 208,8] = 2294,098 \text{ KN}$

**ELS:  $N_{ser} = G + Q$**

$N_{ser} = 1645,94 + 208,8 = 1676,132 \text{ KN}$

**La majoration :  $1,1N_u = 1,1 \times 2294,098 \text{ KN} = 2523,51 \text{ KN}$**

❖ **Vérification de la section du poteau :**

$B_r = 0,064 N_u$

$B_r \geq 0,064 \times 2523,51 \times 10^{-3} = 0,15 \text{ m}^2$

On pose que :  $a = b$  ;  $B_r = (a - 0,02)^2$

$a = \sqrt{B_r} + 0,02$

$a = 41 \text{ cm}$

on prend :  $a = b = 45 \text{ cm}$

$B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,45 - 0,02) = 0,185 \geq 0,15 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{CNV.}$

❖ **Vérification de flambement BAEL91 :**

$$\lambda = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0,7 \times 3,4 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 18,32$$

$$\lambda = 18,32 < 35 \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification des conditions d après RAP99/v2003:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Zone II:  $\text{Min}(b, a) \geq 30\text{cm}$

✓  $\text{Min}(b, a) \geq \frac{H_e}{20}$

✓  $0,25 \leq \frac{b}{a} \leq 4$

$\text{Min}(40 ; 40) \geq 30 \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\text{Min}(40 ; 40) \geq \frac{340}{20} = 17 \rightarrow 40 \geq 17 \text{ ( pour Sous - Sol ) } \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\text{Min}(40 ; 40) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \rightarrow 40 \geq 15,3 \text{ ( pour RDC ; Etage courant ) } \dots\dots\dots \text{CV.}$

$0,25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$

Poteau	N <sub>u</sub>	1,1 N <sub>u</sub>	B <sub>r</sub>	a	b	a=b	L <sub>0</sub>	λ	Condition
3 Sous Sol	2294,098	2523,51	0,15	0,41	0,41	(45× 45)	3,4	18,32	CV
2 Sous Sol	2110,56	2321,62	0,14	0,40	0,40	(40×40)	3,4	20,61	CV
1 Sous Sol	1940,79	2134,87	0,13	0,38	0,38	(40 ×40)	3,4	20,61	CV
RDC	1771,02	1947,022	0,12	0,37	0,37	(40×40)	3,06	18,55	CV
1 <sup>ère</sup> Niv	1502,62	1652,88	0,11	0,36	0,36	(35×35)	3,06	21,23	CV
2 <sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv	1434,85	1578,34	0,10	0,34	0,34	(35×35)	3,06	21,23	CV
3 <sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv	1262,2	1388,42	0,09	0,33	0,33	(35×35)	3,06	21,23	CV

<b>4<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	1090,15	1199,17	0,08	0,31	0,31	(35×35)	3,06	21,23	<b>CV</b>
<b>5<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	914,47	1005,92	0,06	0,28	0,28	(30×30)	3,06	24,73	<b>CV</b>
<b>6<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	737,9	811,69	0,05	0,26	0,26	(30×30)	3,06	24,73	<b>CV</b>
<b>7<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	554,86	610,35	0,03	0,22	0,22	(30×30)	3,06	24,73	<b>CV</b>
<b>8<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	371,89	409,08	0,02	0,20	0,20	(30×30)	3,06	24,73	<b>CV</b>
<b>9<sup>ém<sup>e</sup></sup> Niv</b>	185,27	203,8	0,01	0,17	0,17	(30×30)	3,06	24,73	<b>CV</b>

**Tableau II.12:** la variation de section de poteau centrale.

❖ **Vérification de l'effort réduit  $v$  :**

$$v = \frac{N_d}{B_u \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$v = \frac{2523,51 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,49 \geq 0,3 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

Les niveau	SS3	SS2	SS1	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>
<b><math>v</math></b>	0,49	0,58	0,53	0,48	0,53	0,51	0,45	0,39	0,44	0,36	0,27	0,18	0,09
<b>OB</b>	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CV	CV	CV

**Tableau II.13:** la vérification de l'effort réduit .

Pour assure une bonne résistante a la structure on adopté les sections suivante :

Les niveau	SS3 ,SS2 , SS1 , RDC	1 <sup>er</sup> Jusque 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> Jusque 9 <sup>ème</sup>
<b><math>A_s</math> adopté</b>	60×60	50×50	40×40

**Tableau II.14:** Section des poteaux adopté.

### III.1.Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action sismique. Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Les escaliers.
- Les balcons.

### III.2.L'acrotère:

L'acrotère est un élément de sécurité qui doit être prévu au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base et soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. La hauteur de l'acrotère est prise égale à 120 cm. Et ce vu l'accessibilité de la terrasse [3] :



Figure III.1: Schéma descriptif de l'acrotère.

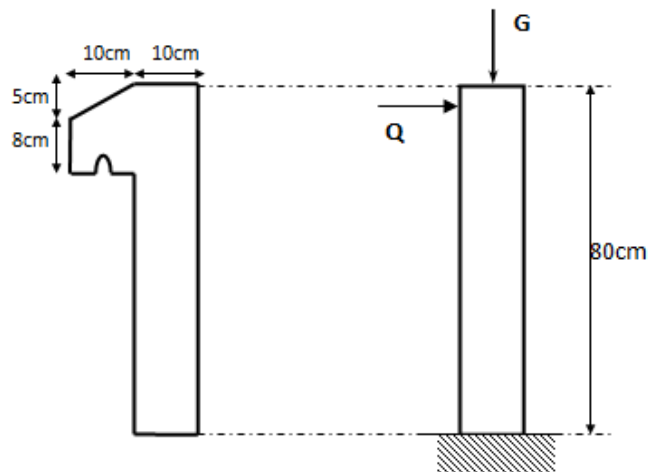


Figure III.2: Coupe transversale.

III.2.1. Schéma statique et diagrammes des efforts :

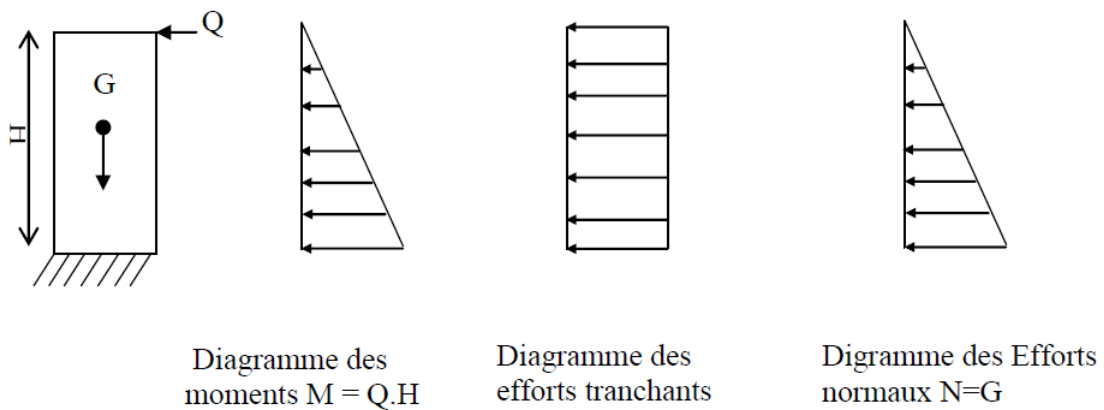


Figure III.3: Schéma statique et diagrammes des efforts.

III.2.2. Evaluation des charges :

❖ La surface :

La surface de l'acrotère est:  $S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,8 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) = 0,09m^2$

❖ Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = (0,09 \times 25) = 2,25 \text{ KN/ml}$

❖ Surcharge d'exploitation :

$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$  (de la main courante de personne)

❖ Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :  $A = 0,15$  : Coefficient d'accélération de zone IIa

$C_p = 0,8$  : Facteur de force horizontale (élément en console)

$W_p = 2,25 \text{ KN/ml}$  : Poids propre de l'acrotère

D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,25$ .

$$F_p = 1,08 \text{ KN/ml}$$

Pour G	$N_G = 1,08 \text{ KN/ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H \times Q = 0,8 \times 1 = 0,8 \text{ KN/ml}$	$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
Pour $F_p$	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,8 \times 1,08 = 0,864 \text{ KN/ml}$	$T_{Fp} = F_p = 1,08 \text{ KN/ml}$

Tableau III.1: Evaluation des moments et efforts tranchants.



On a :  $F_p \geq Q$  ; alors, le ferrailage donnée par les sollicitations  $W_p.F_p$

- Poids propre :  $N_G = 2,25 \text{KN/ml}$
- Surcharges :  $F_p(Q) = 1,08 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_Q = Q \times h = 1,08 \times 0,8 = 0,864 \text{KN/ml}$
- Un effort tranchant :  $T_Q = F_p = 1,08 \text{KN}$

**III.2.3.Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m à la flexion composée.

❖ **E.L.U:**

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 2,25 = 3,037 \text{KN}$$

$$V_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{KN}$$

$$M_u = V_u \times h = 1,62 \times 0,8 = 1,296 \text{N.m}$$

❖ **E.L.S:**

$$N_{ser} = N_G = 2,25 \text{ KN}$$

$$V_{ser} = T_Q = 1,08 \text{KN}$$

$$M_{ser} = V_{ser} \times h = 1,08 \times 0,8 = 0,864 \text{ KN.m}$$

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
<b>ELU</b>	$M_u = 1,296$	$N_u = 3,037$	$V_u = 1,62$
<b>ELS</b>	$M_{ser} = 0,864$	$N_{ser} = 2,25$	$V_{ser} = 1,08$

**Tableau III.2:** Evaluation des sollicitations.

❖ **Vérification au flambement:**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2 L_0 = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} \quad \longrightarrow \quad \lambda = 55,42$$

$L_f$  : la longueur de flambement

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère

$\lambda$  : L'élancement

❖ **Calcul d'excentricité :**

$$CG_0 = e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,296}{3,037} = 0,4267 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6}$$

$$42,67 \text{cm} > 1,66 \text{cm}$$

$G_0$ : le centre de gravité.

C : le centre de pression, se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\max} = \text{Max} (50; \text{Min} (67 \frac{e_0}{h}; 100))$$

$$= \text{Max} (50 ; \text{Min} (285,88 ; 100))$$

$$\lambda_{\max} = 100 \text{ cm}$$

$\lambda = 55,42 < 100$  donc pas de risque de flambement

❖ **L'excentricité totale de calcul :**

$$e = e_1 + e_2$$

$e_1$  : excentricité de la résultante.  $e_1 = e_0 + e_a$ .

$e_2$  : excentricité dus aux effets de second ordre.

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{80}{250}) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle.

$$e_2 = \left( 3L_f^2 \times \frac{1}{10000h} \right) \times (2 + \alpha\varphi) \rightarrow \alpha = 0 \text{ et } \varphi = 2 \text{ (G ne crée aucun moment)}$$

$$\text{Donc : } e_2 = \left( 3 \times 1,6^2 \times \frac{1}{10000 \times 0,1} \right) \times (2 + 0)$$

$$e_2 = 1,53 \text{ cm} \rightarrow e = 42,67 + 2 + 1,53 = 46,2 \text{ cm}$$

❖ **Calcul le coefficient de majoration " $\delta_f$ ":**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,4267}{0,1} = 4,267 > 0,75$$

$$\delta_f = \min \left[ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right]$$

$$\delta_f = \min \left[ 1 + 0,15 \times \left( \frac{55,42}{35} \right)^2 \times \frac{0,1}{0,4267} ; 1,4 \right] \rightarrow \delta_f = 1,088$$

❖ **Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,088 \times 3,037 = 3,304 \text{ KN}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_{tot} = 3,304 \times 0,462 = 1,526 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite service :**

$$N_{ser}^* = N_{ser} = 2,25 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} = 0,864 \text{ KN.m}$$

**III.2.4.Ferraillage:****a) Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimensions :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm.}$$

• **Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = 46,18 \text{ cm}$$

$$e > e_0 \text{ Avec } e_0 = \frac{h}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$e > e_0$ : la section partiellement comprimée, le calcule par assimilation à la flexion simple.

• **Calcul des contraintes :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

• **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,526 + 3,304 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,625 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,625 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0178$$

$\mu_{bu} = 0,0178 < \mu_{lim} \rightarrow$  Section simplement armée (pas d acier comprimé)

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0178} \right) = 0,0224$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8(1 - 0,4 \times 0,0224) = 7,92 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,526 \times 10^6}{79,2 \times 348} = 55,36 \text{ mm}^2 = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left[ \frac{N_u^*}{f_{su}} \right] = 0,55 - \left[ \frac{3,304}{348} \right] = 0,54 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage minimal :**

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 80 = 96,6 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul à l'ELS :**❖ **Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,864 \text{ KN.m}}{2,25 \text{ KN}} = 0,384 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = 0,16 \text{ m.}$$

$e_s > e_0$  : La section est partiellement comprimée (S.P.C)

❖ **Calcul des contraintes:**

La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right), \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400, 110 \times 1,6 \times 2,1 \right) \rightarrow \sigma_{st} = 210,53 \text{ MPa.}$$

Calcul du moment limite de service  $M_1$  :

$$M_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} \rightarrow \mu_r = \left( \frac{\alpha_r}{1 - \frac{\alpha_r}{3}} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,484$$

$$\mu_r = 0,203 \rightarrow M_1 = 19,48 \text{ KN.m}$$

$M_{ser.a} < M_1$  (pas d'armature comprimée  $A' = 0$ ).

$$M_{ser.a} = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left( \frac{d-h}{2} \right) = 0,864 + 2,25 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,9315 \text{ KN.m}$$

$$Z = d \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{(Z \times \sigma_s)} = \frac{0,93}{(0,067 \times 240)} = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures:**

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} = 0,57 \times 10^2 - \left( \frac{2,25 \times 103}{240} \right)$$

$$A_{ser} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max[A_u, A_{ser}, A_{min}] = 0,96 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage : 4HA8 .....  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 2,5 ; 5 \text{ Mpa} \}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,62 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,02 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \dots \dots \dots 3T8 \rightarrow A_r = 1,51 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espaceur Maximal :**

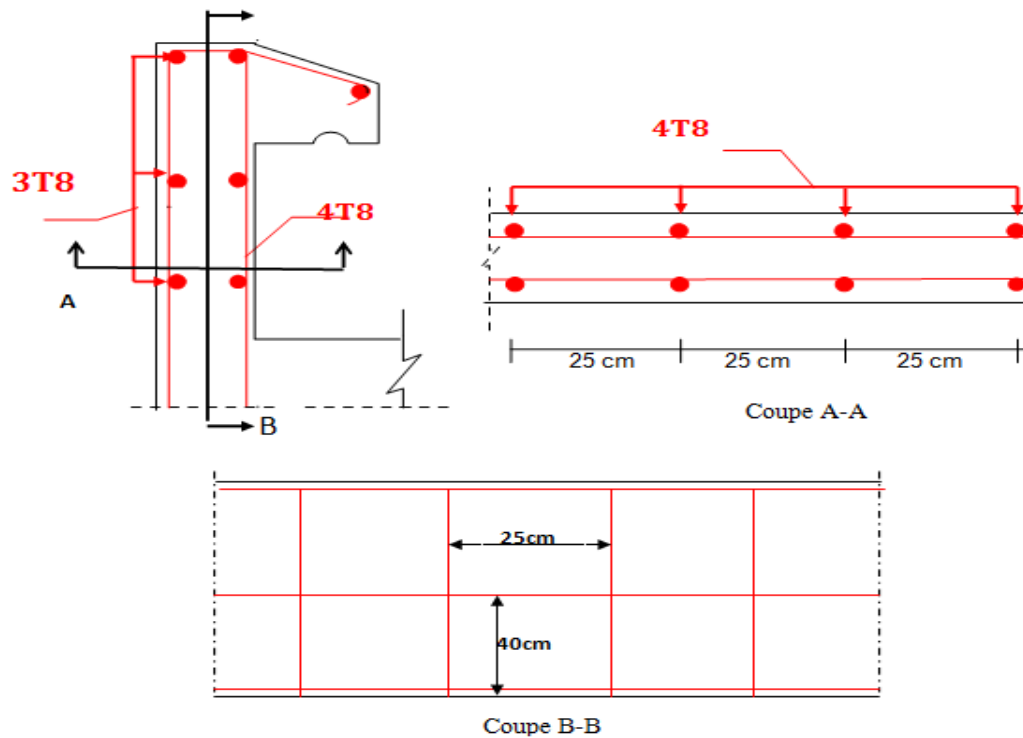
$$S_t \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}] = \min[30 ; 33] = 30 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

dans le sens le moins sollicité :

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 40 \text{ cm}$ .



**Figure III.4:** Ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Etude des planchers :

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm, à l'exception des balcons et de la dalle d'ascenseur.

Un plancher en corps creux est constitué de [2].

- 1) Nervures appelées poutrelles de section en T.
- 2) Corps creux utilisés comme coffrage perdu et joue le rôle d'isolation phonique, sa hauteur est de 16cm.
- 3) Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage d'armature en acier de nuance Fe 500 ayant pour buts :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

#### III.3.1. Etude des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera après coulage de la dalle de compression.

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis, et les charges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

➤ **Dimension de la poutrelle :**

$h = 16+4 = 20$  cm (hauteur de la poutrelle)

$h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

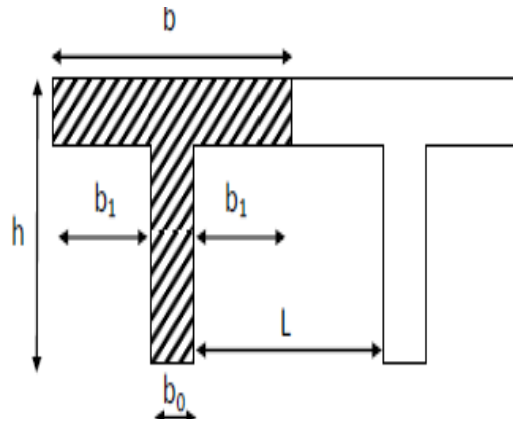


Figure III.5: Coupe transversale de la poutrelle.

**III.3.1.1.Méthode de calcul :**

❖ **La Méthode forfaitaire :**

**a. Présentation théorique de la méthode forfaitaire.**

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

On applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant [3].

➤ Condition 1 :

Les charges d'exploitations sont modérées, où  $Q \leq \max(2G ; 5 \frac{KN}{m^2})$

➤ Condition 2 :

Les portées doivent vérifiées la relation suivant :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .

➤ Condition 3 :

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

➤ Condition 4 :

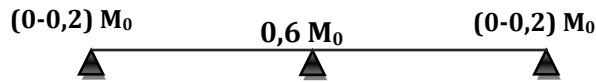
La fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi que à celle du revêtement.

**b. Calcul des moments forfaitaire :**

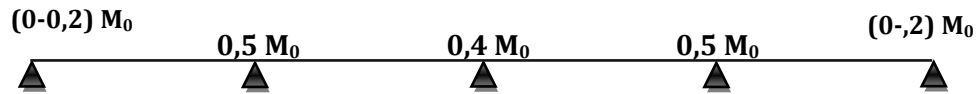
➤ Les moments sur appuis :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

➤ Cas d'une poutre à deux travées :



➤ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



✓ **Remarque :**

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a=0,2M_0$

➤ Les moments en travées doivent satisfaire les inégalités suivantes :

➤ Pour les travées de rive :

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$\alpha$  : est le rapport des charges d'exploitations a la somme de charges permanentes et d'exploitations :

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

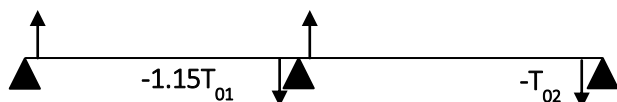
$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ .

$M_e$  ;  $M_w$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : le moment max de la travée considérée.

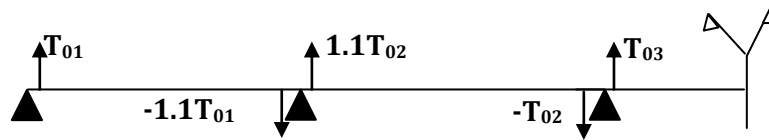
c. **Les efforts tranchants :**  $T_0 = \frac{ql}{2}$

➤ cas d'une poutre à deux travées :





- cas d'une poutre à plusieurs travées :



- ✓ **Remarque** : si l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot basée sur la méthode des trois moments [3].

- ❖ **Choix de la méthode de calcul :**

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

**Condition 1 :**

Sous-Sol :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max. (2 \times 5,2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,40 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$

RDC et étage courant :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max. (2 \times 5,2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,40 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$

Terrasse =  $1 \text{ KN/m}^2 \leq \max. (2 \times 6,32 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,64 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

**Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité « **I = constante** ».....CV

**Condition 3 :**

$$0,8 \leq \frac{3,6}{3,2} = 1,13 \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{3,2}{4} = 0,8 \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4}{3,2} = 1,25 \leq 1,25 \quad \dots \dots \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la méthode forfaitaire est applicable.

**III.3.1.2. Détermination des charges agissantes sur les poutrelles :**

- ❖ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente : **G=6,32 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0,65 : **G=4,108 KN/ml.**
- Surcharges d'exploitations : **Q=1 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0,65 : **G=0,65 KN/ml.**

- ❖ **Plancher étage courant :**

- Charge permanente : **G=5,20 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0,65 : **G=3,38 KN/ml.**
- Surcharges d'exploitations : **Q=1,5 KN/m<sup>2</sup>**; pour une bande de 0,65 : **G=0,975KN/ml.**

- ❖ **Plancher RDC :**

- Charge permanente : **G=5,20 KN/m<sup>2</sup>** ; pour une bande de 0,65 : **G=3,38 KN/ml.**
- Surcharges d'exploitations : **Q=1,5 KN/m<sup>2</sup>**; pour une bande de 0,65 : **G=0,975KN/ml.**

**III.3.1.3. Calcul des sollicitations :****a. Combinaison des charges :****ELU :**

$$P_u = 1,35 G + 1,5Q.$$

**ELS :**

$$P_{ser} = G + Q.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_{ser}$ (KN/ml)
Plancher terrasse	4,108	0,65	6,521	4,76
Plancher étage courant	3,38	0,98	6,033	4,36
Plancher RDC	3,38	0,98	6,033	4,36
Sous-sol	3,38	0,98	6,033	4,36

**Tableau III.3:** Combinaisons des charges.**b. Calcul des moments :****Plancher RDC et Sous –sol :****➤ En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6,033	9,77	7	4,36	7,06	5,06
2	6,033	7,72	4,37	4,36	5,58	3,86
3	6,033	12,066	8,64	4,36	8,72	6,24

**Tableau III.4:** Résultats des sollicitations en travée (Sous-sol + RDC).

## ➤ Sur appui

Appui	ELU		ELS	
	Q <sub>u</sub> (KN)	Moment(KN.m)	Q <sub>ser</sub> (KN)	Moment(KN.m)
1	6,033	1,95	4,36	1,41
2	6,033	4,88	4,36	3,53
3	6,033	6,03	4,36	4,36
4	6,033	2,41	4,36	1,74

Tableau III.5: Résultats des sollicitations sur appui (Sous-sol + RDC).

## Plancher étage courant :

## ➤ En travée :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6,033	9,77	7	4,36	7,06	5,06
2	6,033	7,72	4,37	4,36	5,58	3,86
3	6,033	12,066	8,64	4,36	8,72	6,24

Tableau III.6: Résultats des sollicitations en travée étage courant.

## ➤ Sur appui :

Appui	ELU		ELS	
	Q <sub>u</sub> (KN)	Moment(KN.m)	Q <sub>ser</sub> (KN)	Moment(KN.m)
1	6,033	1,95	4,36	1,41
2	6,033	4,88	4,36	3,53
3	6,033	6,03	4,36	4,36
4	6,033	2,41	4,36	1,74

Tableau III.7: Résultats des sollicitations sur appui étage courant.

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6,52	10,56	7,41	4,76	7,71	5,4
2	6,52	8,34	4,58	4,76	6,09	3,35
3	6,52	13,04	11,74	4,76	9,52	6,66

**Tableau III.8:** Résultats des sollicitations en travée terrasse inaccessible.

➤ **Sur appui :**

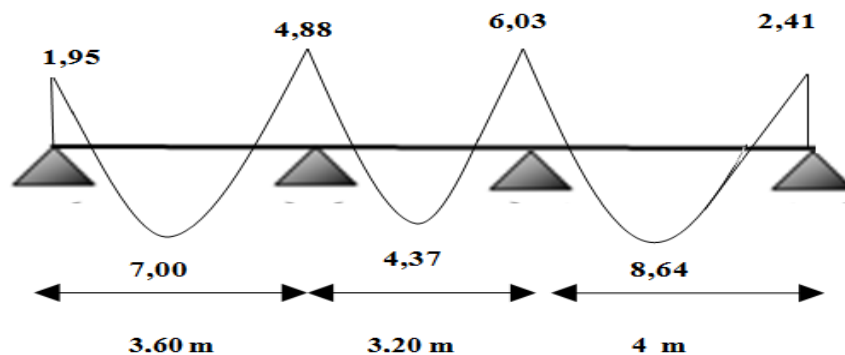
Appui	ELU		ELS	
	Q <sub>u</sub> (KN)	Moment(KN.m)	Q <sub>ser</sub> (KN)	Moment(KN.m)
1	6,52	2,11	4,76	1,54
2	6,52	5,28	4,76	3,85
3	6,52	6,52	4,76	4,76
4	6,52	2,61	4,76	1,90

**Tableau III.9:** Résultats des sollicitations sur appui terrasse inaccessible.

**c. Diagramme des moments :**

❖ **Sous – sol + RDC :**

ELU :



**Figure III.6:** Diagramme du moment à L'ELU : Sous – sol + RDC.

ELS :

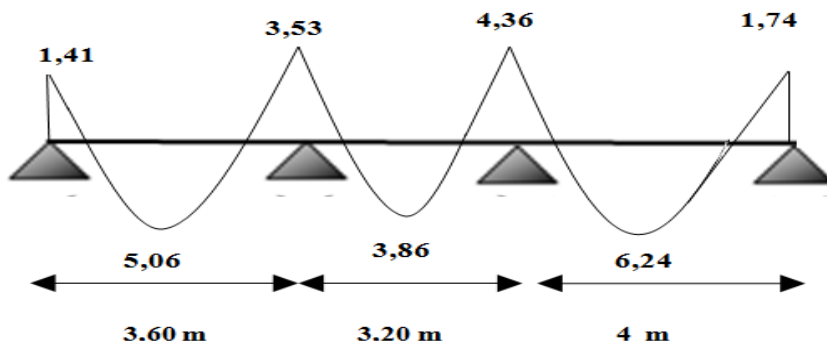


Figure III.7: Diagramme du moment à L'ELS : Sous – sol + RDC.

❖ Etage courante :

➤ ELU :

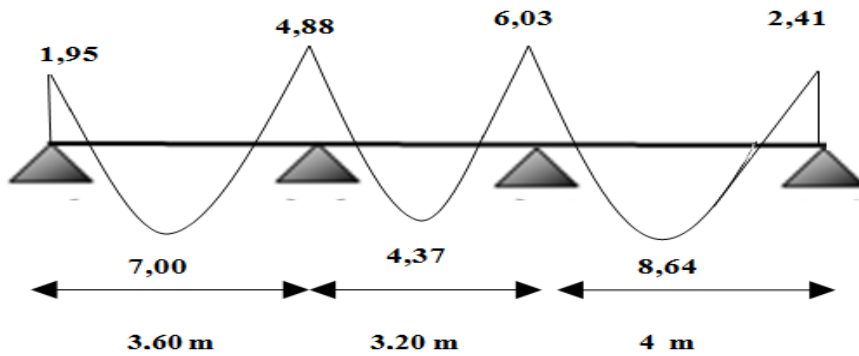


Figure III.8: Diagramme du moment à L'ELU : étage courant.

➤ ELS :

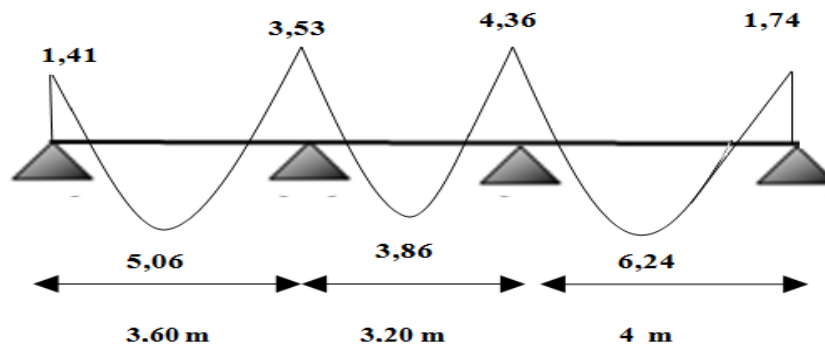


Figure III.9: Diagramme du moment à L'ELS : étage courant.

❖ Terrasse inaccessible :

➤ ELU :

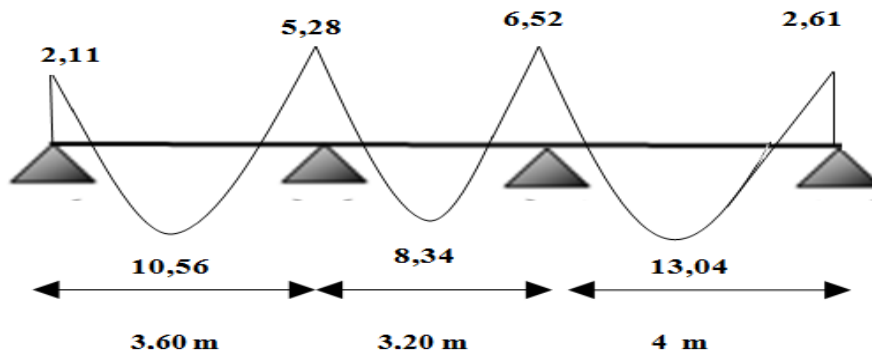


Figure III.10: Diagramme du moment à L'ELU : terrasse inaccessible.

➤ ELS :

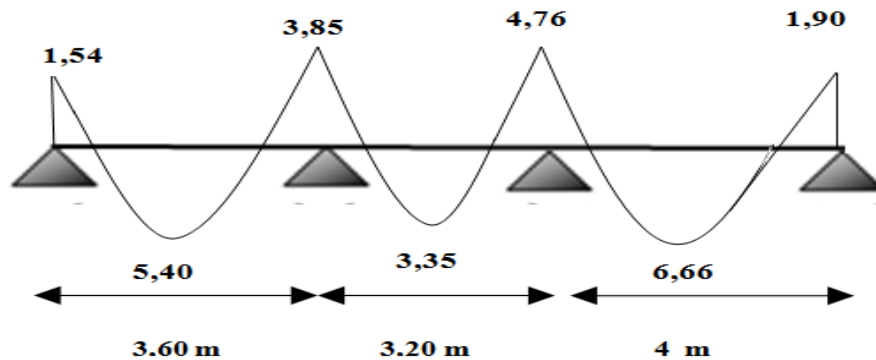


Figure III.11: Diagramme du moment à L'ELS : terrasse inaccessible.

d. Calcul des efforts tranchants :

❖ Sous -sol + RDC :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	10,86
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-11,94
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	10,62
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-10,62
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	13,27
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-13,27

Tableau III.10: Résultats de calcul des efforts tranchants : Sous -sol + RDC.

❖ Etage courant :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	10,86
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-11,94
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	10,62
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-10,62
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	13,27
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-13,27

**Tableau III.11:** Résultats de calcul des efforts tranchants : étage courant.

❖ Terrasse inaccessible :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

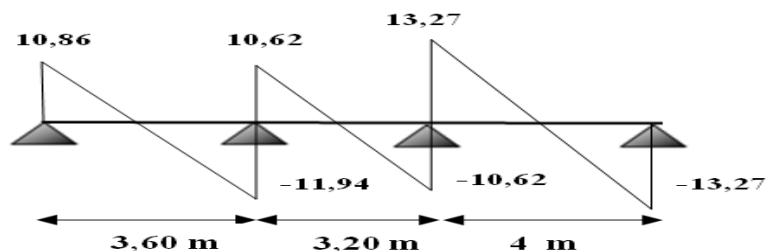
Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	11,74
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-12,91
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	11,47
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-11,47
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	14,34
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-14,34

**Tableau III.12:** Résultats de calcul des efforts tranchants : Terrasse inaccessible.

e. Diagramme des efforts tranchants :

❖ Sous – sol + RDC :

➤ ELU :



**Figure III.12:** Diagramme des efforts tranchants à L'ELU : Sous – sol + RDC.

## ❖ Etage courant :

## ➤ ELU :

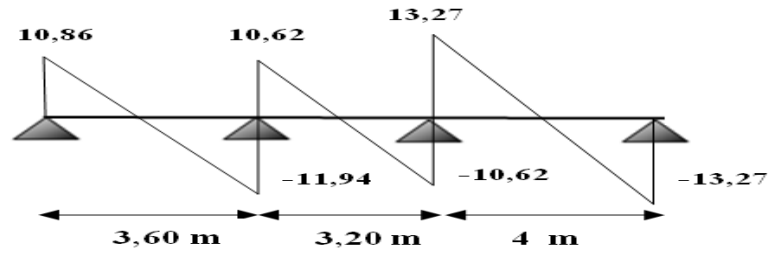


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU : étage courant.

## ❖ Terrasse inaccessible :

## ➤ ELU :

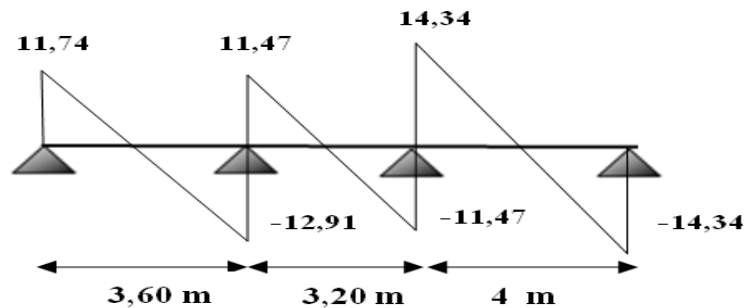


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU : Terrasse inaccessible.

## f. Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorable.

## ❖ Plancher étage courant :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 8,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^{in} = 6,03 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

**Si  $M_u < M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

**Si  $M_u > M_t$**  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.



❖ En travée :

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left( 180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8,64 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b=0,65m et h=0,20m.

❖ Sur appui :

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2,41 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

- Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6,03 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

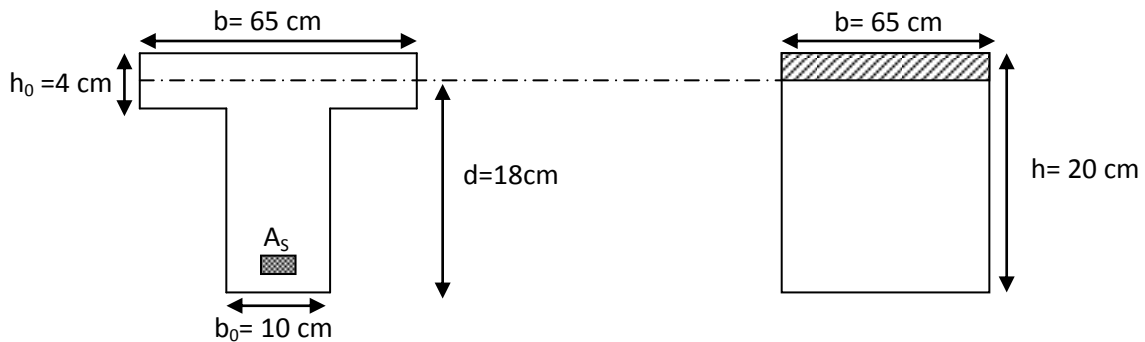


Figure III.15: Coupe de section rectangulaire et T étage courant.

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$ .
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$ .
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{doptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8,64	0,65	0,18	0,0268	0,0339	17,76	1,38	1,41	3HA10=2,36
Appui de rive	2,41	0,10	0,18	0,0435	0,0556	17,6	0,38	0,22	1HA10=0,79
Appui Intermédiaire	6,03	0,10	0,18	0,1304	0,1753	16,74	0,96	0,22	2HA10=1,57

Tableau III.13: Le ferrailage de la nervure à l'ELU étage courant.

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

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Sur appui :**

➤ **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux:**

On doit vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$\phi_1$ : diamètre minimum des armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(10\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm}) = 5,71 \text{ mm}.$$

On adopte un diamètre de :  $\phi = 6 \text{ mm}$ .

➤ **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \varnothing 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espaceur entre les cadres :**

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}.$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{56 \times 235}{0,4 \times 100} = 32,9 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0,8 A_t \times f_e}{(\tau_{u \text{ cal}} - 0,3 \times f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 56 \times 235}{(0,737 - 0,3 \times 2,1) 100} = 98,3 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (16,2\text{cm}; 32,9\text{cm} ; 98,3 \text{ cm})$$

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

❖ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

• **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 10,86 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,34 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1,34 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 11,94 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1,47 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

• **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

• **En travée :**

$$\alpha = 0,0339$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0339 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui de rive :**

$$\alpha = 0,0556$$

$$\gamma = 1,38.$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0556 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Sur appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0,1753$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,1753 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{cal} < \bar{\tau}_u$

$$T_{u \max} = 13,27 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13,27 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,737 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Terrasse inaccessible :**

De la même manière on calcule le ferrailage de la terrasse inaccessible et Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>doptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	11,74	0,65	0,18	0,0368	0,0469	17,66	1,87	1,41	3HA10=2,36
Appui de rive	2,61	0,10	0,18	0,0435	0,0556	17,60	0,33	0,22	1HA10=0,79
Appui Intermédiaire	6,52	0,10	0,18	0,1304	0,1753	16,74	1,03	0,22	2HA10=1,57

Tableau III.14: ferrailage de la nervure à l'ELU Terrasse inaccessible.

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

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sur appui :**

• **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux:**

On doit vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$S_t \leq \min(10\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm}) = 5,71 \text{ mm} .$$

On adopte un diamètre de :  $\phi = 6 \text{ mm}$

➤ **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement entre les cadres :**

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}.$$

$$S_{t2} = \frac{A_{t \times f_e}}{0,4 \times b_0} = \frac{56 \times 235}{0,4 \times 100} = 32,9 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0,8 A_{t \times f_e}}{(\tau_{u \text{ cal}} - 0,3 \times f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 56 \times 235}{(0,796 - 0,3 \times 2,1) 100} = 63,4 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (16,2\text{cm}; 32,9\text{cm} ; 63,4 \text{ cm})$$

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

❖ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

• **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 11,74 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,45 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 12,91 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

**1. Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

• **En travée :**

$$\alpha = 0,0469$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0469 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

• **Sur appui de rive :**

$\alpha=0,0556$

$\gamma = 1,38$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,0556 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

- **Sur appui intermédiaire :**

$\alpha=0,1753$

$\gamma = 1,38$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,1753 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_{cal} < \bar{\tau}_u$

$T_{u \max}=14,34 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14,34 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,796 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

- ❖ **Condition de la flèche:**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées [3].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{4,55} = 0,044 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,044 \leq \frac{11,74}{15 \times 13,04} = 0,06 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{100 \times 180} = 0,002 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Vu que la 2<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

## ❖ Calcul de la flèche :

D'après le BAEL91 on a :  $f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$  ;  $f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$

Flèche admissible :

$$\bar{f} \leq \frac{l}{400} = \frac{400}{400} = 1 \text{ cm}$$

$$\bar{f} \geq f_v$$

## ❖ Moment d'inertie de la section réduite :

$$\bullet \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y))^2]$$

« y » est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0.$$

Avec :  $A'_s = 0,00$  ;  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ .

❖ Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2.$$

Avec :

$$\bullet \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times d + 15 \times A_s}.$$

$$\bullet \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}.$$

$$\bullet \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5 \times \rho}$$

$$\bullet \quad \lambda_v = \frac{2 \lambda_i}{5}.$$

$$\bullet \quad E_v = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

$$\bullet \quad E_i = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ%	λ <sub>i</sub> (MP)	λ <sub>v</sub> (MP)	E <sub>v</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)
5	8691	11,31	43362	0,2	10,41	4,16	10819	32164

**Tableau III.15:** différents types de coefficients pour le calcul de la flèche.

$$M_{gs} = 0,85 \frac{q \cdot l^2}{8} ; q = 0,65 \times G$$



Type	G(KN/ml)	q(KN/ml)	M <sub>gs</sub> (KN.m)
Étage courant	6,32	4,12	7,00

Tableau III.16: coefficient de flèche plancher étage courant.

- $\sigma_{gs} = 15 \times M_{gs} \times \frac{d-y}{I}$
- $\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + f_{t28}}$
- $I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$
- $I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$
- $f_{gi} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}}$
- $f_{gv} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M <sub>gs</sub> (KN.m)	$\sigma_{gs}$ (MPa)	$\mu_g$	I <sub>f<sub>gi</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gi</sub> (cm)	I <sub>f<sub>gv</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (cm)
7,00	157,06	0,0914	98576	0,167	77012	0,63

Tableau III.17: Résultats de calcul f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>.

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,24 \times 4^2 \times 10^8}{10 \times 10819 \times 77012} = 0,11 \text{ cm} < \bar{f} \dots \dots \dots CV$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{6,24 \times 4^2 \times 10^8}{10 \times 98576 \times 32164} = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} \dots \dots \dots CV.$$

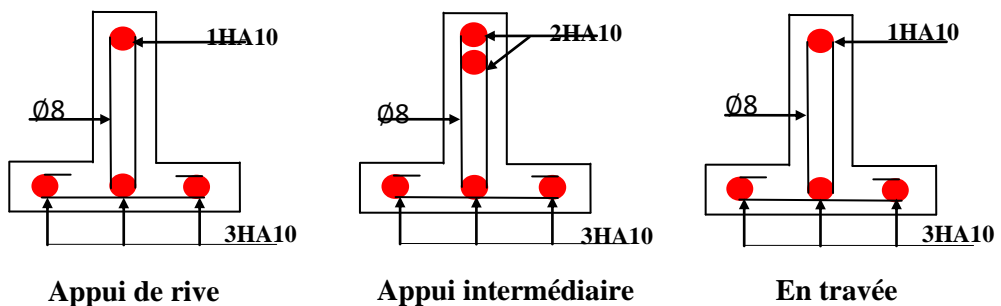


Figure III.16: Ferrailage des poutrelles étage courant.

### II.3.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit [3].

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

$$\text{➤ Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$$

$$\text{➤ Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$$

**A** : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (en  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

**$L_n$**  : écartement entre axe des nervures.

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A}{2}\right)$ .

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

$$\text{Soit : } L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \leq 65 \text{ cm} \leq 80.$$

$$\text{D'ou : } A_{\text{perp}} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T5 = 1,18  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ; Avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$ .

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T5 = 1,18  $\text{cm}^2/\text{ml}$  , avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$

Pour le ferrillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 15cm suivant les deux sens.

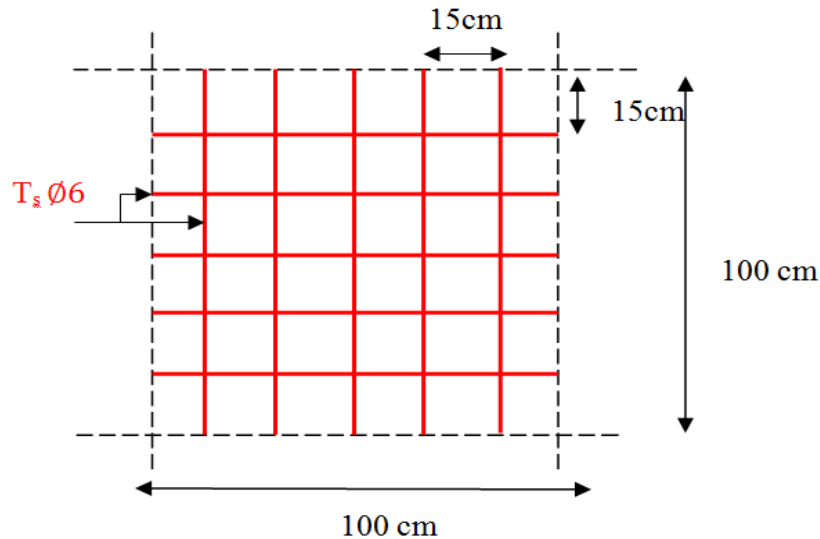


Figure III.17: Ferrailage de la dalle de compression.

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place [6].

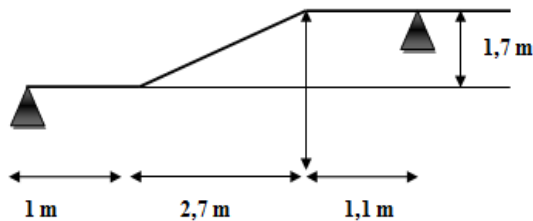


Figure III.18: dimensions de l'escalier.

III.4.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	5,35	2,5
Paillasse	9,045	2,5

Tableau III.18: Calcul des sollicitation .

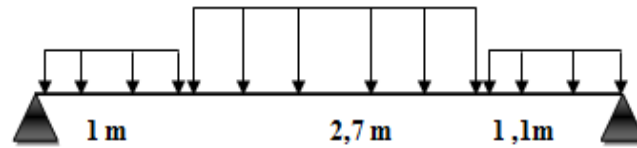


Figure III.19: Schéma statique de l'escalier.

## ❖ La charge équivalente :

$$G_{\text{éq}} = \frac{\sum Gi \times Li}{\sum Li}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{9,045 \times 2,7 + 5,35 \times 1 + 5,35 \times 1,1}{2,7 + 1 + 1,1} = 7,42 \text{ KN/m}$$

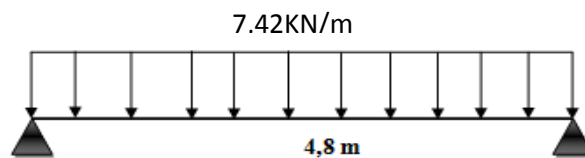


Figure III.20: La charge équivalente de l'escalier.

## • ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,42 + 1,5 \times 2,5 = 13,80 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 39,74 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0,30 M_0 = 11,92 \text{ KN.m}$  ;
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 33,78 \text{ KN.m}$ .

## • ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 7,42 + 2,5 = 9,94 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = 28,64 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0,3M_0 = 8,59 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 24,34 \text{ KN.m}$

## III.4.3. Calcul des armatures :

## a) Ferrailage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de un mètre linéaire, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (mm)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	125	14,16	400	348

Tableau III.19: Calculer des armatures .

La section d'acier nécessaire à la flexion simple est :

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

La section minimale est :  $A_{s\ min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Z(mm)	$A_{s\ min}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$
Travée	1000	125	33,78	0,15	114,5	1,5	8,47	<b>6HA14=9,24</b>
Appuis	1000	125	11,94	0,053	121,5	1,5	2,82	<b>6HA10=4,71</b>

Tableau III.20: Résultats du ferrailage de l'escalier.

❖ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 2,31\text{cm}^2$  on adopte : **6HA8 = 3,02cm<sup>2</sup>**.
- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,17\text{cm}^2$  on adopte : **6HA8 = 3,02cm<sup>2</sup>**.

**b) Vérifications :**

❖ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm}.$$

- en travée :  $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.
- en appuis :  $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La condition à vérifier :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right\} \text{ fissuration non préjudiciable } \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u \text{ est l'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$T_u = q \frac{l}{2} = 13,80 \times \frac{4,8}{2} = 33,12 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{33,12 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,26 \text{ MPa} \leq \tau = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,05}{26,51} = 1,38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0,44$$

Donc :  $\alpha = 0,2 < 0,44 \dots\dots\dots \text{CV.}$

• **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,37}{935} = 1,38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0,44$$

Donc :  $\alpha = 0,07 < 0,44 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \\ A_s / bd \leq 4,2 / f_e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 15/480 = 0,031 \leq 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ 0,031 < 0,084 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ (9,24/100 \times 12,5) = 0,0073 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La vérification de la flèche s'impose.

**c) Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

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

Avec :

$f_{gv}$  ,  $f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en ouvre des cloisons.

$f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{400}$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$$

Avec y : la position de l'axe neutre

n : coefficient d'équivalence =15

❖ **Calcul de y :**

$$y \Rightarrow \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 3,02 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2 ; \rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = 5900 \times (f_{c28})^{1/3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(mm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
46,61	11892,28	9,35	29223,42	0,0074	2,84	1,13	32164,19	10818,86

**Tableau III.21:** Paramètres pour le calcul de la flèche.

❖ **Flèche due à l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub> ; f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

$$Q_{\acute{e}q} = 7,44 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 21,44 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85 \times M_0 = 18,22 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s (d - y)}{I} = 180,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0,50$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 13199,33 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} = 6 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 26725,25 \times 10^4}{1 + 1,13 \times 0,57} = 20420,85 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 11,6 \text{ mm}$$

❖ flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :

$$Q = 9,94 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 28,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = 24,34 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15 M_{pi} (d - y)}{I} = 240,71 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1,75 F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,60$$

$$I_{pp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \sigma_I} = 11869,69 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{pi} = \frac{M l^2}{10 E_i \times I_{pp}} = 9,01 \text{ mm}$$

❖ Flèche instantané due à j:

J' charge permanente avant la mise en place du revêtement

➤ **Palier** →  $q_1 = 5,35 - 1,6 = 3,75 \text{ KN/m}$

➤ **Palliasse** →  $q_2 = 9,045 - 1,6 = 7,475 \text{ KN/m}$



➤ Charge équivalent :  $Q_{eq} = 5,84\text{KN/m}$

$$M_0 = 16,83\text{KN.m}$$

$$M_s = 14,30\text{KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 141,47\text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0,41$$

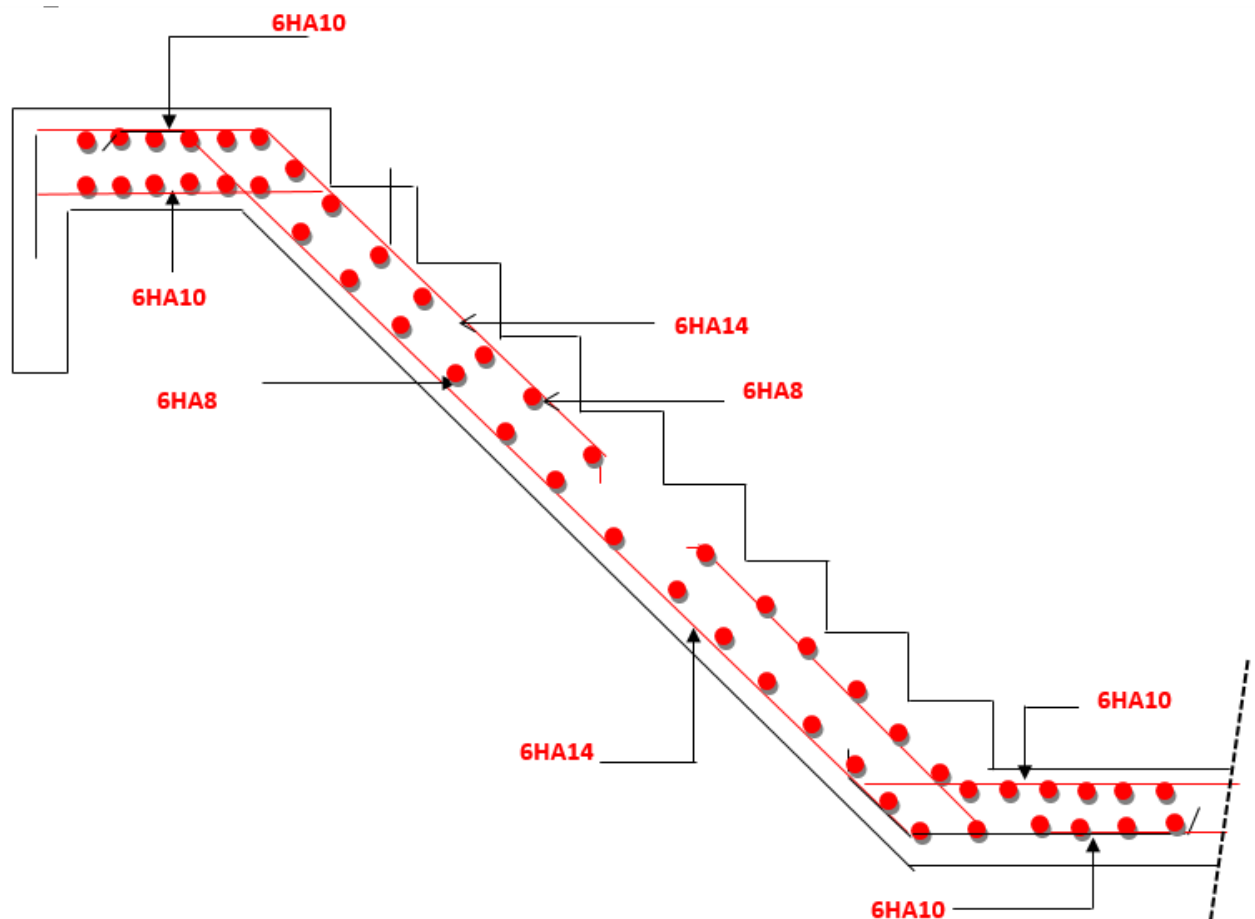
$$I\rho_i = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 14750,68\text{cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{\rho_i}} = \frac{16,42 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 32164,2 \times 12317,33 \times 10^4} = 4,26\text{mm}$$

$$\Delta\rho_t = \rho_{gr} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi} = 10,34\text{mm}$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{400} = \frac{4800}{400} = 12\text{mm}$$

$$\Delta\rho_t > \rho_{adm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$



**Figure III.21:** schéma de ferrailage de l'escalier.

#### III.4.4. Etude de la poutre palier :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse [6].

##### III.4.4.1. Pré dimensionnement :

Selon "BAEL" les dimensionnements de la poutre sont :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \leq h \leq 32$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification des conditions de la R.P.A 99/2003 :**

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$b \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,17 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc : nous prenons la section de la poutre palière  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**III.4.4.2.Calcul des sollicitations :**

**a) A l'état limite ultime :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_P = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la paillasse : } R = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,8 \times 4,8}{2} = 33,12 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la console : } G_{\text{consol}} = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{\text{mur}} = (3,4 - 0,40) \times 2,5 = 7,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{utot}} = 1,35(G_P + G_c + G_m) + R = 1,35(3,75 + 7,5 + 2,625) + 33,12 = 51,85 \text{ KN/m}$$

$$\text{➤ Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51,81 \times 3,2^2}{8} = 66,37 \text{ KN/m}$$

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t = 0,85 M_0 = 56,41 \text{ KN/m}$$

$$\text{➤ Moment sur appui : } M_a = 0,3 M_0 = 19,91 \text{ KN/mm}$$

**b) A l'état limite service :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_P = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la paillasse : } R = \frac{q_{\text{ser}} \times l}{2} = \frac{9,94 \times 4,8}{2} = 18,89 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la console : } G_{\text{consol}} = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{\text{mur}} = (3,4 - 0,40) \times 2,5 = 7,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{stot}} = (G_P + G_c + G_m) + R = (3,75 + 7,5 + 2,625) + 18,89 = 32,77 \text{ KN/m}$$

$$\text{➤ Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{32,77 \times 3,2^2}{8} = 41,94 \text{ KN/m}$$

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 35,65 \text{ KN/m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0,3 M_0 = 12,58 \text{ KN/m}$

**III.4.4.3.Calcul des armatures longitudinal :**

• **Calcul a l E.L.U:**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

- h = 35cm ;
- b = 30 cm ;
- d = 0,9h = 31,5cm:

Section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté
travée	30	31,5	56,31	0,13	0,18	29,22	1,14	5,54	<b>3HA16</b> = 6,03
Appui	30	31,5	19,91	0,04	0,060	30,73	1,14	1,86	<b>3HA12</b> = 3,39

**Tableau III.22:** Résultats du calcul de la poutre palière.

❖ **Vérification a l E.L.U:**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \leq A_s$$

- En travée : 1,14 < 5,54 ... ..CV
- Sur appui : 1,14 < 1,86 ... ..CV

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_l$

$$\bar{\tau}_l = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_l = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec } V_u: \text{L'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = 82,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{82,96 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,87 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_l = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales:**

$$s_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28,35 ; 40 \} = 28,35 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 28,35 \text{ cm} \rightarrow s_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ Mpa} \right\} = 0,44 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,44 \frac{b \times s_t}{f_e} = 0,44 \times \frac{300 \times 283,5}{400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,93 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification a l E.L.S:**

a) **Vérification des contraintes de béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,58$$

$$\left( \frac{1,58-1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,54$$

➤ En travée :  $\alpha = 0,18 < 0,54 \dots\dots\dots \text{cv}$

➤ Sur appui :  $\alpha = 0,060 < 0,54 \dots\dots\dots \text{cv}$

b) **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,109 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{400} \geq 0,084 \rightarrow 0,109 \geq 0,084 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,03}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0063 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

**d) Calcul des armatures longitudinales dues à la torsion :**

➤ **Calcul du moment dus à la torsion :**

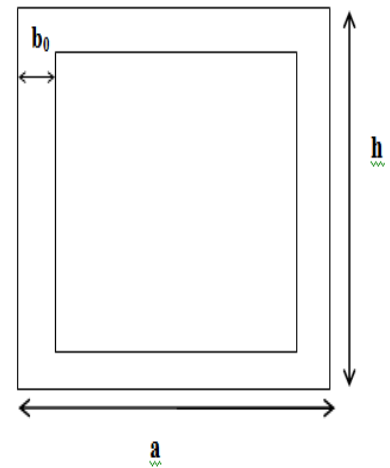
$$V_{up} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,80 \times 3,2}{2} = 22,08 \text{ K}$$

$$V_{uconsol+mur} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{(3,75 + 7,5) \times 3,2}{2} = 18 \text{ KN}$$

$$V_u = V_{up} - V_{uconsol+mur} = 22,08 - 18 = 4,08 \text{ KN}$$

$$M_a = 0,1 \times v_u \times \frac{l}{2} = 0,1 \times 4,08 \times \frac{3,2}{2} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{0,65 \times 3,2}{2} = 1,044 \text{ KN.m}$$



➤ **Calcul de l'aire de la section efficace" Ω":**

Ω: aire du contour à mi épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = \min (b; h) = (30 ; 35) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{1,044 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = 0,14 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielle total :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 < \bar{\tau}^2$

$$0,14^2 + 0,87^2 \leq 3,33^2$$

$$0,776 \leq 11,09 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{ad}} \dots \dots \dots B.A.E.L 91$$

$A_s^{tor}$ : armatures longitudinales de la torsion.

$\Omega$ : section efficace.

u : périmètre de la section

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(35 - 5) + (30 - 5)] \times 2 = 110 \text{ cm} = 1,1 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{1,044 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 75000 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Les aciers longitudinaux :**

➤ En travée : 3 HA 16 = 6,03 cm<sup>2</sup>

➤ Sur appui : 3 HA 12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

$$A_s^{tor} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots BAEL$$

$$\frac{2,26}{5 \times 110} \times 400 = 1,64 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{1,044 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 0,020 \text{ mm} = 0,0010 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35 ; 40\} = 28,35 \text{ cm}$$

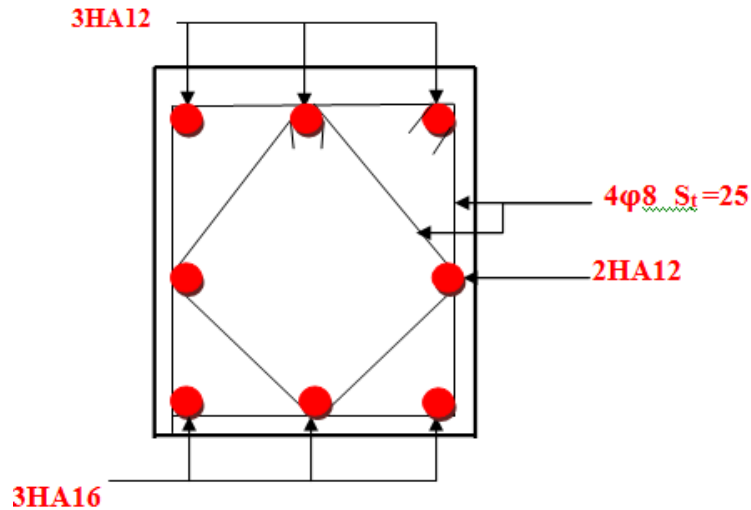
$$s_t = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,0020$$

$$A_t = 0,002 \times 25 = 0,05\text{cm}^2$$

On adopte : **4 HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

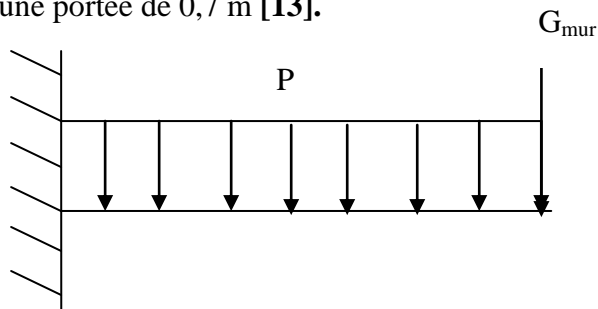
➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.22:** Ferrailage de la poutre palière .

### III.4.5. Etude de la console :

Le calcul de cette partie se fait à la flexion simple par assimilation à une console encadrée au niveau de la poutre palière sollicitée par une charges uniformément réparties et une charge concentre avec une portée de 0,7 m [13].



**Figure III.23 :** Schéma statique de la console.

❖ **Les Combinaison des charges :**

$$G = 3,75 \text{ KN/m} ; Q = 3,5 \text{ KN/m}$$



$$G_{mur} = 3,31 \times \left( \frac{1,7 - 0,35}{2} \right) = 2,23 \text{ KN/ml}$$

$$G_{mur} = 1,35 \times 2,23 = 3,01 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 10,31 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = G + Q = 7,25 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations de calculs :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + G_{mur} \times l = \frac{10,31 \times 0,70^2}{2} + 3,01 \times 0,7 = 7,16 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{2} = \frac{7,25 \times 0,7^2}{2} + 2,23 \times 0,7 = 3,33 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b × h) = (100×15) cm<sup>2</sup>

On utilise les formules de flexion simple :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13,5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z(cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	100	13,5	7,16	0,028	11,23	1,62	1,59	4HA10 = 3,14

Tableau III.23: Calcul de ferrailage.

❖ Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45\text{cm} ; 33 \text{ cm})$$

Donc :  $S_t \leq 33\text{cm}$

On prend :

- En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33 \dots\dots\dots \text{CV}$
- En appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ Les armatures de réparation

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On adopter : 4 HA 8 = 2,01cm<sup>2</sup>.

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La fissuration est considérée non préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

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

avec  $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$$V_u = p_u \times l = 13,32 \times 0,7 = 9,32 \text{ KN .}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{9,32 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,063 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes du béton , Il faut vérifier que :  $\mu_{bu} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

**Sur appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,16}{3,33} = 2,15$$

$$\mu_{bu} \leq \frac{2,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,82$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < 0,82 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

## ❖ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{0,7} = 0,21 > 0,0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 \times M_u} \rightarrow 0,1 > 0,05 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14 \times 10^2}{1000 \times 135} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0023 < 0,0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

## ❖ Schémas de ferrailage :

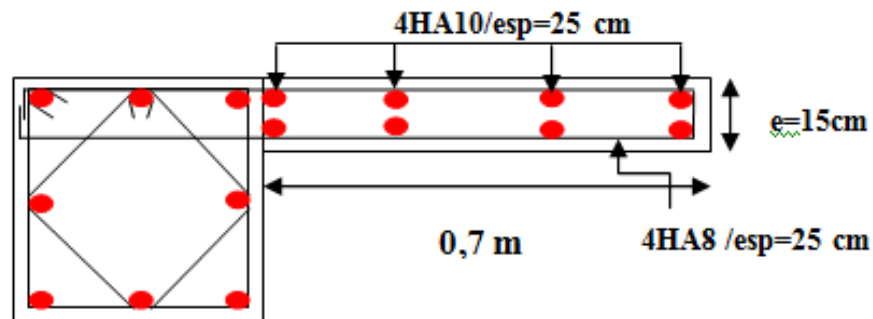


Figure III.24 : Schéma de ferrailage du console.

## III.5. Etude des balcons :

## III.5.1. Introduction :

Un balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres de rive, il est et ferraille en flexion simple .

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** due à son poids propre, à une charge concentrée à l'extrémité libre **P** due au poids propre du mur et à une charge d'exploitation **Q**.

Dans notre cas on a un seul type de balcon d'épaisseur 15 cm encastree sur **deux** côtés et libre sur les deux autres. [7].

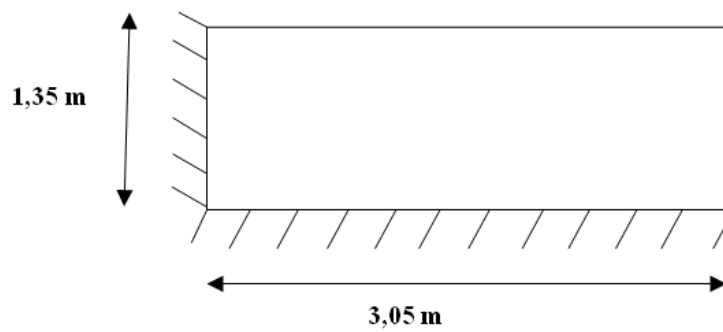


Figure III.25: Dimensions du balcon.

- $l_x = 3,05 \text{ m}$ .
- $l_y = 1,35 \text{ m}$ .

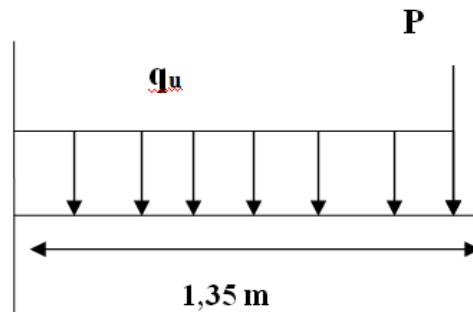


Figure III.26: Schéma statique du balcon.

❖ **Evaluation des charges :** le calcul se fait sur une bande de **1m**.

- $G = 5,35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $Q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $P = 1,350 \times G_2$

surcharges dus à la main courante :  $G_2 = 1 \text{ KN/ m}$

### III.5.2.Sollicitations de calcul :

❖ **ELU :**

- $q_u = 1,35 \times G + 1,35 \times G_2 = 10,27 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $P = 1,350 \times 1 = 1,35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

❖ **ELS :**

- $q_s = G + Q = 7,22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $P_s = 1 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant sont calculés par le logiciel SOCOTEC.

	ELU		ELS	
	travée	appui	travée	appui
Parallèle a XX	1,40	-8,73	1	-6,19
Parallèle a YY	0,25	-10,04	0,18	-7,12

**Tableau III.24:** Résultats des efforts à ELU et ELS .

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...).

### III.5.3.Ferraillage :

#### ❖ Calcul à ELU :

Calcul de la hauteur utile dans le sens **x** et **y** :

$$d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 3 - 0,5 = 12,5 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11,5 \text{ cm.}$$

$$(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.} \rightarrow \varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$$

Section d'armatures en cas de flexion simple :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Section minimale :

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>Mu(KN. m)</b>	-8,73	1,40	-10,04	0,25
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>d (m)</b>	0,125	0,125	0,115	0,115
<b>μ</b>	0.039	0,0063	0,053	0,0013
<b>α</b>	0.0497	0,0079	0.068	0,0016
<b>Z (cm)</b>	12,25	12,46	11,87	11,49

<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2,13	0,32	2,43	0,06
<b>As (min)</b>	1,51	1,51	1,33	1,33
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4HA10 = 3,14</b>		<b>4HA10 = 3,14</b>	
<b>St (cm)</b>	25		25	
<b>St<sub>max</sub> (cm)</b>	33		45	
<b>St &lt; St<sub>max</sub></b>	CV		CV	

Tableau III.25: Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon.

❖ **Espacement maximal :****Sense X-X:**

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(45 ; 33 \text{ cm})$ .

**Sense Y-Y:**

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(60 ; 45 \text{ cm})$ .

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{zx} = 14,85 \text{ KN} \quad , \quad V_{zy} = 9,17 \text{ KN}.$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$

La Fissuration préjudiciable : 2,5MPa

$$\tau_{zx} = 0,12 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$\tau_{zy} = 0,084 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

❖ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$ .

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$ .

On adopte **4HA8** dans les deux sens avec un espacement de 25 cm.

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = K \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]$$

$$A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

y : Position de la fibre neutre.

La vérification est résumée dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN. m)</b>	-4,08	0,61	-4,76	0,12
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5	11,5	11,5
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10 = 3,14</b>		<b>4T10 = 3,14</b>	
<b>y<sub>ser</sub> (cm)</b>	2,99	2,99	2,85	2,85
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	5150,8	5150,8	4302,3	4302,3
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	112,96	16,89	141,19	3,56
<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	2,37	0,35	3,158	0,0796
<b>σ<sub>bc</sub> &lt; σ<sub>bc</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>σ<sub>st</sub> &lt; σ<sub>st</sub></b>	CV	CV	CV	CV

Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,111 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 11,5} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$

❖ Schéma de ferrailage :

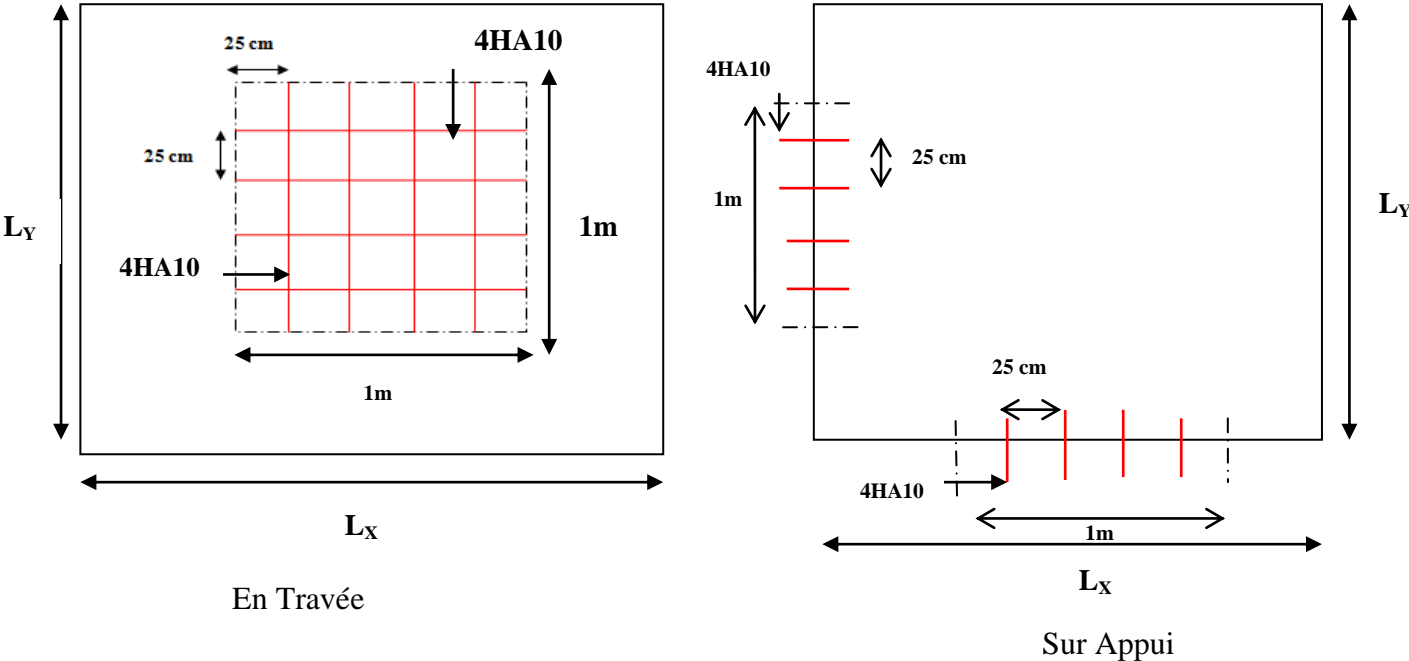


Figure III.27: Ferrailage de balcon.



**IV.1.Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants [8].

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale

**IV.2.L'objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de la détermination de ses caractéristiques dynamiques propre, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non -amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme [9].

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très, fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.3. Présentation des méthodes utilisées pour l'estimation des forces dynamique :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, En fonction de la forme, Les dimensions et du type de la construction prévoit d'utiliser plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes utilisées [1] :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.3.1. Méthode statique équivalente :****❖ Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**❖ Conditions d'Application de la Méthode Statique équivalente:**

1. Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à [1].
  - 65 m en zones I et II.
  - 30 m en zones III.
2. Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées précédemment, les conditions complémentaires suivantes Zone IIb, III [1] :

**Zone I :** tous groupes

**Zone II -a :**

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone II-b et III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

**IV.3.2. Méthode de L'analyse Modale Spectrale :****❖ Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque 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 [10] .

**❖ Objectifs de l'analyse Modale Spectrale :**

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- la période, les facteurs des participations massiques pour chaque mode propre ;
- les déplacements, les réactions et les efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques pour chaque direction.

**IV.3.3. Méthode d'analyse Dynamique par Accélérogrammes :****❖ Principe de la méthode :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

#### IV.4. Choix de la méthode de calcul :

##### ❖ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en trois (03) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit [1]:

- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, La wilaya de Skikda se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'

##### ❖ Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur les deux critères suivants [1]:

- L'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.
  - **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
  - **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
  - **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
  - **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.
- régularité en plan et en élévation : bâtiment régulier (pas de décrochements).

##### ❖ Classification du site :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent [1]:

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

Notre structure est située dans un site de catégorie **S2 (site ferme)**.

Le calculer sera fait par la méthode modale spectrale

#### IV.5. La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

Grace au logiciel de calcul "**ETABS 16.2.0**" très utilisés en génie civil, L'analyse de la structure se fera automatiquement après sa discrétisation en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

##### ❖ Aperçu sur le logiciel ETABS 16.2.0 :

L'**ETABS 16.2.0** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine de bâtiments, travaux publics et de constructions hydrauliques.

**ETABS** offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

##### ❖ Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en

imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

❖ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

❖ **Démarches de modélisation de notre structure :**

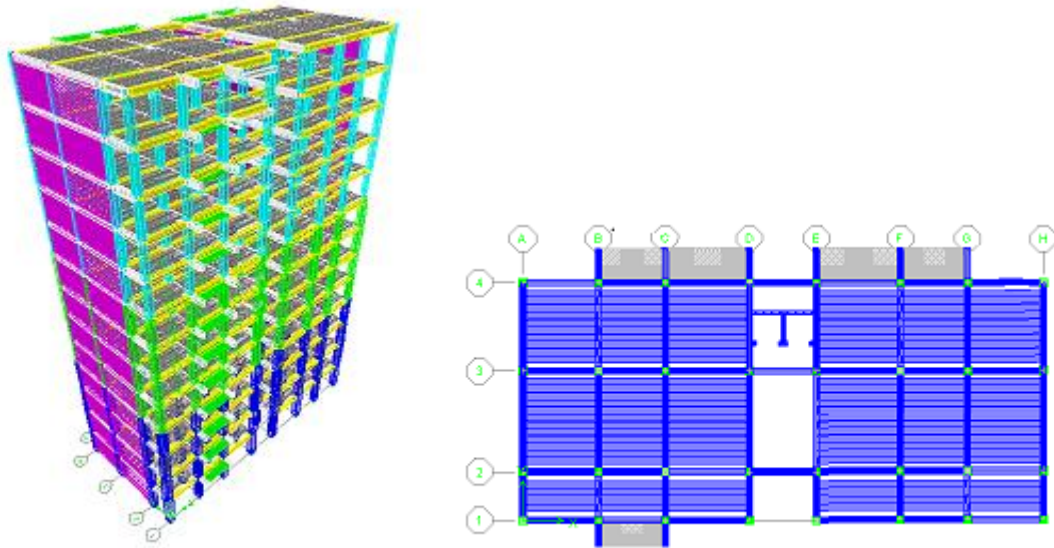
Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

❖ **Etapas de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.



**Figure IV.1:** la vue en 3D de la structure.

❖ **L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

❖ **Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

❖ **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

Impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante [1]:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left[ 2,5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & \text{Si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times [1,25 \times A] \times \frac{Q}{R} & \text{Si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times [1,25 \times A] \times \frac{Q}{R} \times \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & \text{Si : } T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ sec} \\ 2,5 \times [1,25 \times A] \times \frac{Q}{R} \times \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \times \left[ \frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & \text{Si : } T > 3,00 \text{ sec.} \end{cases}$$

❖ **Combinaisons d'actions :**

- **ELU** :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$  ..... [5]
- **ELS** :  $G + Q$  ..... [5]
- $G + Q \pm E_x$  ..... [1]
- $G + Q \pm E_y$  ..... [1]
- $0,8 \times G \pm E_x$  ..... [1]
- $0,8 \times G \pm E_y$  ..... [1]

❖ **Nombre de mode à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que [1] :

1. - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
  - Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
  - Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que :  $K = 3 \times \sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

Où N est le nombre des niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

❖ Période fondamentale théorique :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules suivante [1] :

$$T = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (h<sub>N</sub> = 41,6m).
- **C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau 4.6 du RPA99/version2003 :

	C <sub>T</sub>	h <sub>N</sub> (m)	C <sub>t</sub> × h <sub>N</sub> <sup>3/4</sup>	T <sub>emp</sub> (s)
<b>Sens-X</b>	0,05	40,8	0,71	0,81
<b>Sens-Y</b>	0,05	40,8	0,71	0,81

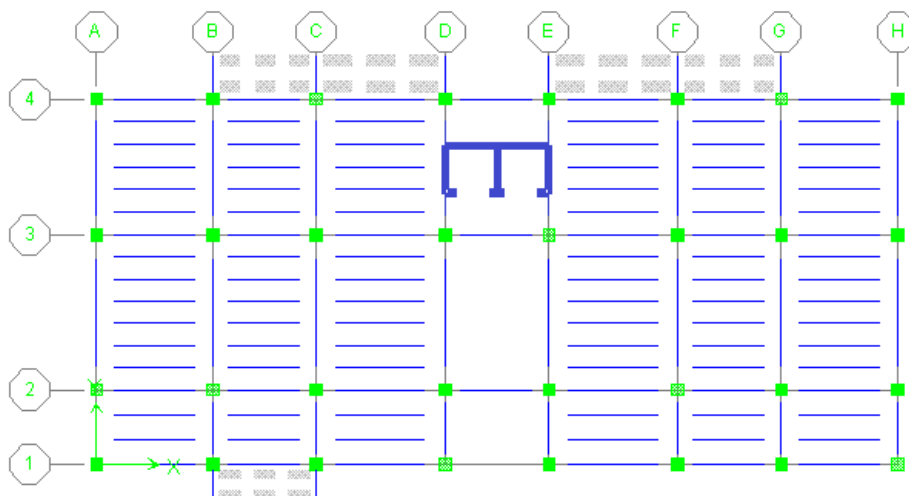
**Tableau IV.1:** Période fondamentale de la structure.

Réglementairement la valeur de la période dynamique T<sub>dyn</sub> calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T<sub>emp</sub> appropriées de plus de 30%.

Nous avons 1,3 × T<sub>emp</sub> = 1,05 sec

❖ Disposition des voiles :

❖ variante 1 : structure portique avec voiles de la cage l’ascenseur.



**Figure IV.2:** Disposition des voiles de la cage d’ascenseur variante 1.



### 1- Résultats de l'analyse dynamique :

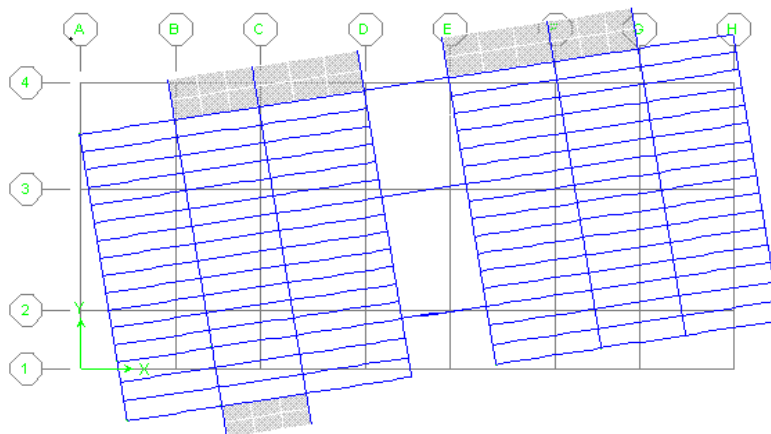
L'analyse de la structure par le logiciel « ETABS » conduit aux valeurs des périodes et des facteurs de participations modales présentées dans le tableau suivant :

mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1,190647	20,6404	0,2383	20,6404	0,2383	62,5045	62,5045
2	1,080107	0,1782	73,1949	20,8186	73,4332	0,1192	62,6237
3	0,962262	54,2591	0,0371	75,0777	73,4703	18,7165	81,3402
4	0,429331	2,3371	0,0163	77,4148	73,4865	7,8083	89,1484
5	0,359349	0,0097	14,9004	77,4245	88,3869	0,0057	89,1541
6	0,302463	11,3568	0,0025	88,7813	88,3894	3,5326	92,6867
7	0,240473	0,7412	0,0035	89,5225	88,393	2,1127	94,7994
8	0,184116	0,0022	4,8466	89,5247	93,2395	0,0013	94,8007
9	0,159785	0,3946	0,0022	89,9193	93,2418	1,0015	95,8022
10	0,14594	4,2476	0,0004	94,1669	93,2422	1,3209	97,1231
11	0,116166	0,2114	0,0446	94,3784	93,2868	0,4506	97,5737
12	0,115464	0,0017	2,539	94,38	95,8258	0,0062	97,5799

**Tableau IV.2:** Les périodes et les facteurs de participation massique variante 1.

#### ❖ Les modes propres :

##### • 1<sup>er</sup> mode : torsion



**Figure IV.3:** mode 1 T=1,19s.

- 2<sup>ème</sup> mode : translation selon y

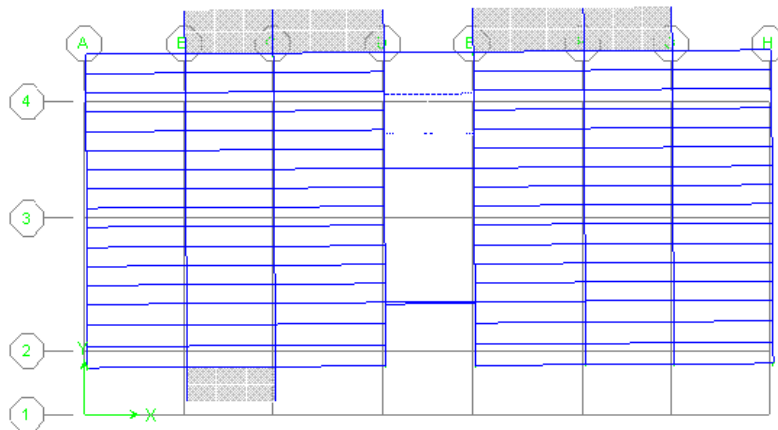


Figure IV.4: mode 2 T=1,08 s.

- 3<sup>ème</sup> mode : torsion + translation selon x

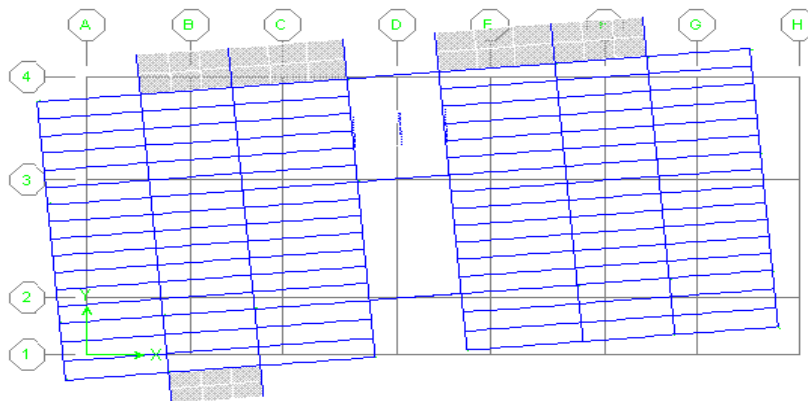


Figure IV.5: mode 3 T=0,96 s.

## 2- Vérification de régularité :

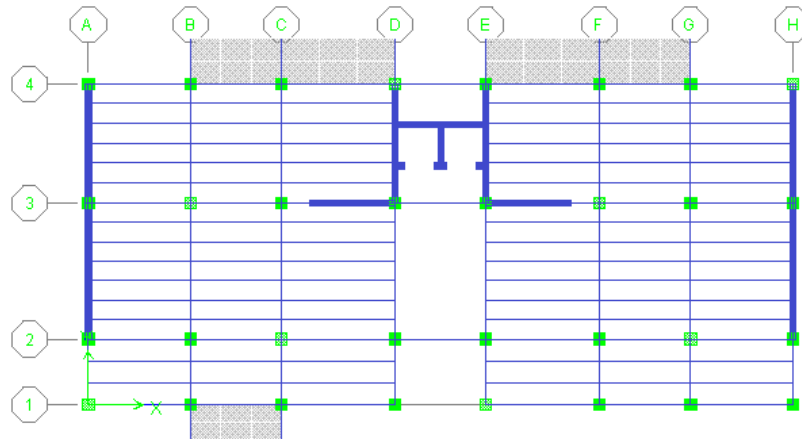
La période fondamentale de l'analyse dynamique doit vérifier la condition suivante :

- $T_{\text{dyn}} < 1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,05 \text{ sec.}$
- $T_{\text{dyn}} = 1,19 \text{ sec} > T_{\text{emp}} = 1,05 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CNV)}$

La somme modale effective supérieure à **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le mode **10<sup>ème</sup>** mode dans les deux sens X et Y.

❖ **La variante 2 : variante proposée.**



**Figure IV.6:** variante 2 disposition des voiles.

### 1- Résultats de l'analyse :

L'analyse de la structure par le logiciel « **ETABS** » conduit aux valeurs des périodes et des facteurs de participations modales présentées dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,6951	70,8279	0,0004	70,8279	0,0004	0,5317	0,5317
2	0,549366	0,001	66,2262	70,8289	66,2266	0,0126	0,5442
3	0,418798	0,6846	0,0122	71,5134	66,2387	66,0775	66,6217
4	0,202316	17,0338	0	88,5472	66,2388	0,2072	66,8289
5	0,129099	0,0002	20,5759	88,5474	86,8147	0,0047	66,8336
6	0,102276	0,2837	0,005	88,8311	86,8197	20,1445	86,9781
7	0,09922	5,0773	0	93,9084	86,8197	0,3761	87,3542
8	0,063995	2,4391	0	96,3475	86,8197	0,0244	87,3786
9	0,057537	0	6,7409	96,3475	93,5606	0,0018	87,3804
10	0,046979	0,7533	0,0007	97,1008	93,5613	2,6514	90,0318
11	0,046369	0,7494	0,0013	97,8501	93,5626	4,0269	94,0588
12	0,036716	0,8585	0	98,7086	93,5627	0,0217	94,0804

**Tableau IV.3:** Les périodes et les facteurs de participation massique variante 2.

#### ❖ Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode : Translation suivant X :

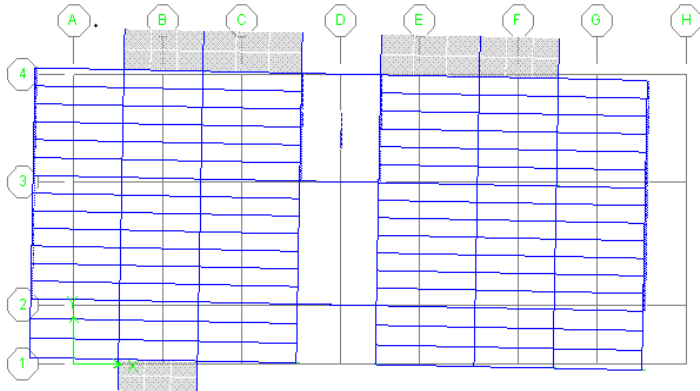


Figure IV.7: mode 1 : T= 0,695sec .

- 2<sup>ème</sup> mode : Translation suivant Y :

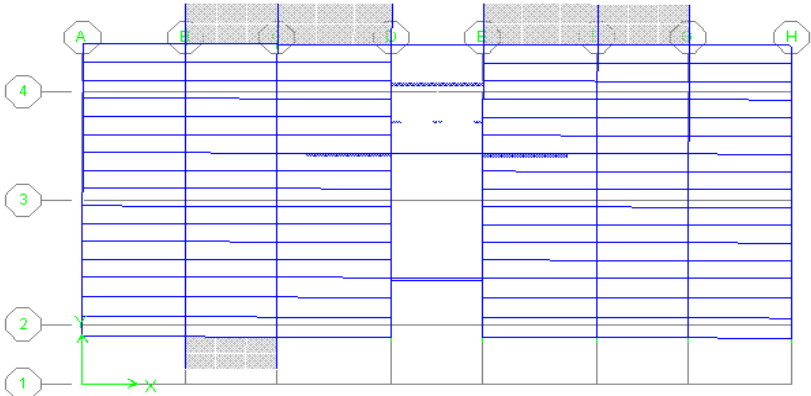


Figure IV.8: mode 2 : T= 0,549 sec.

- 3<sup>ème</sup> mode : Torsion

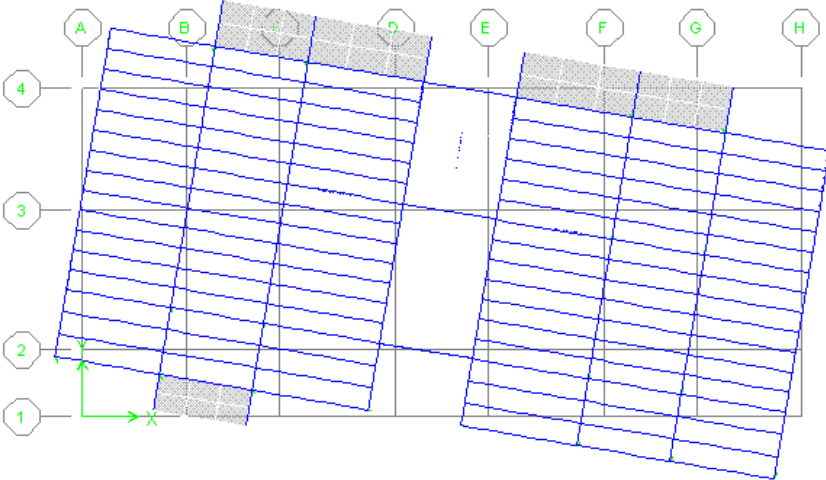


Figure IV.9: mode 3 : T = 0,418 sec.

## 2- Vérification de régularité :

La période fondamentale de l'analyse dynamique doit vérifier la condition :

- $T_{\text{dyn}} < 1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,05 \text{ sec.}$
- $T_{\text{dyn}} = 0,695 \text{ sec} < T_{\text{emp}} = 1,05 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

La somme modale effective supérieure **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le **9<sup>ème</sup>** mode dans les deux sens X et Y.

### ❖ Conclusion :

D'après les résultats d'analyse dynamique de la structure, On constate que dans la deuxième variante la disposition des voiles à donner des modes de translation dans le premier et le deuxième mode avec une très faible torsion, ce qui conduit à une diminution de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité. Cette dernière variante est maintenue pour le reste de l'étude de notre projet.

## IV.6. calcul du centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

- $M_i$  : la masse de l'élément **i**.
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du **CDG** de l'élément **i** par rapport au repère global.

## IV.7. calcul du centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{\text{cr}} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_{\text{cr}} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

- $I_{xi}$  : Inertie d'un poteau suivant X.
- $I_{yi}$  : Inertie d'un poteau suivant Y.
- $X_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- $Y_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

❖ **Calcul de l'excentricité théorique:**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad ; \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

❖ **L'excentricité accidentelle :**

Selon RPA 99, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante du plan.
- Sens X :  $e_{xa} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 25,2 = 1,26$  m.
- Sens Y :  $e_{ya} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 11,7 = 0,58$  m.

Étages	$X_m$	$Y_m$	$X_{cr}$	$Y_{cr}$	$e_x$ thé	$e_y$ thé	$e_{xa}$	$e_{ya}$
Sous-sol 3	12,33	5,897	12,4	8,204	0,07	2,307	1,26	0,58
Sous-sol 2	12,33	5,897	12,4	8,415	0,07	2,518	1,26	0,58
Sous-sol 1	12,328	5,888	12,4	8,483	0,072	2,595	1,26	0,58
RDC	12,325	6,115	12,4	8,434	0,075	2,319	1,26	0,58
1 <sup>er</sup> étage	12,323	6,3	12,4	8,355	0,077	2,055	1,26	0,58
2 <sup>ème</sup> étage	12,323	6,3	12,4	8,253	0,077	1,953	1,26	0,58
3 <sup>ème</sup> étage	12,323	6,3	12,399	8,15	0,076	1,85	1,26	0,58
4 <sup>ème</sup> étage	12,32	6,345	12,399	8,052	0,079	1,707	1,26	0,58
5 <sup>ème</sup> étage	12,317	6,387	12,399	7,974	0,082	1,587	1,26	0,58
6 <sup>ème</sup> étage	12,317	6,387	12,399	7,9	0,082	1,513	1,26	0,58
7 <sup>ème</sup> étage	12,317	6,387	12,399	7,838	0,082	1,451	1,26	0,58
8 <sup>ème</sup> étage	12,317	6,387	12,399	7,789	0,082	1,402	1,26	0,58
9 <sup>ème</sup> étage	12,299	6,344	12,399	7,753	0,1	1,409	1,26	0,58

**Tableau IV.4:** Centre de masse et centre de rigidité de chaque étage.

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas  $0,05 \times L_i$  dans chaque direction ces résultats obtenu d'après ETABS .

**IV.8. Justification de condition de l'interaction portiques-voiles :**

La justification de l'interaction portiques-voiles est justifiée à condition que :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales [1].
- **Sens transversal (Y-Y) :**

L'effort tranchant total à la base : 24425,24 KN.

L'effort tranchant à la base repris par les voiles: 5003,03 KN.

$$\frac{5003,03}{24425,24} \times 100\% = 20,5\% > 20\% \dots \dots \dots \text{(CNV)}$$

- **Sens longitudinal (X-X) :**

- ❖ L'effort tranchant total à la base : 34741,6KN.
- ❖ L'effort tranchant la base repris par les voiles : 15319,39 KN.

$$\frac{15319,39}{34741,6} \times 100\% = 44 \% > 20\% \dots \dots \dots \text{(CNV)}$$

	V <sub>TOTAL</sub> (KN)	V <sub>voile</sub> (KN)	V <sub>voile</sub> (%)
<b>Sens X-X</b>	24425,24	5003,03	20,5
<b>Sens Y-Y</b>	34741,60	15319,39	44

**Tableau IV.5:** pourcentage de l'effort tranchant repris par les voiles.

- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [1].
- **Sens transversal (Y-Y) :**

L'effort tranchant total à la base : 24425,24 KN.

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 19422,21 KN.

$$\frac{19422,21}{24425,24} \times 100\% = 80\% > 25\% \dots \dots \dots (\text{CV})$$

- Sens longitudinal (X-X) :

L'effort tranchant total à la base :34741.6KN.

L'effort tranchant la base repris par les portiques : 19422,21 KN.

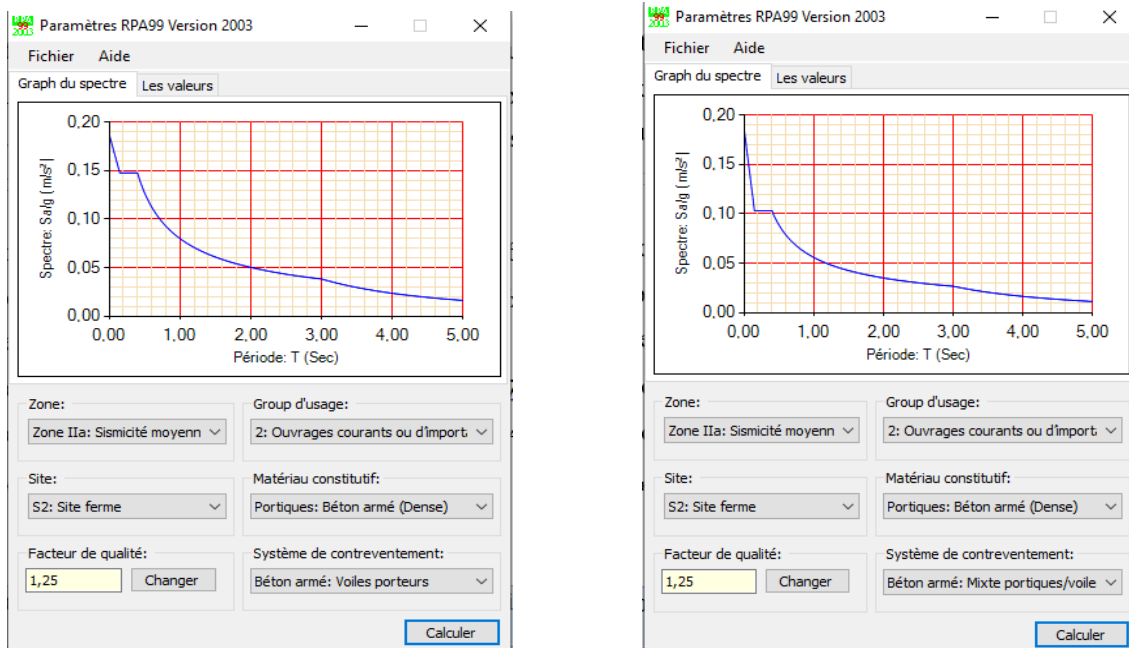
$$\frac{19422,21}{34741.6} \times 100\% = 56\% > 25\% \dots \dots \dots (\text{CV})$$

	V <sub>TOTAL</sub> (KN)	V <sub>PORT</sub> (KN)	V <sub>PORT</sub> (%)
<b>Sens X-X</b>	24425,24	19422,21	80
<b>Sens Y-Y</b>	34741,60	19422,21	56

Tableau IV.6 : pourcentage de l’effort tranchant repris par les portiques.

✓ **Remarque :**

Suite à la non justification de la condition de l’interaction voiles-portiques, le coefficient de comportement est pris égal à R = 3,5 au lieu de sa valeur considérée initialement R = 5.



**R=3,5**

**R=5**

Figure IV.10: Diagramme de spectre de réponse.



### IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

#### Période fondamentale :

La période fondamentale correspond à la plus petite des deux valeurs suivantes [1]:

$$T = \min \left[ C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right]$$

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **$h_N$**  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. →  **$h_N = 41,6$  m.**
- **$C_T$**  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par l'RPA99/version 2003.
- **L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

	$C_T$	$h_N$ (m)	L (m)	$C_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
<b>Sens-X</b>	0,05	40,8	25,2	0,80	0,74
<b>Sens-Y</b>	0,05	40,8	11,7	0,80	1,07

**Tableau IV.7:** Période fondamentale empirique de la structure.

#### ❖ Calcul de la force sismique totale $V$ :

La force sismique totale «  $V$  » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule [1] :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de l'RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour la Zone IIa et le groupe d'usage 2 :  **$A = 0,15$ .**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement tel que défini dans l'RPA 99.

Pour une structure mixte en béton armé avec voiles porteurs :  **$R = 3,5$ .**

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3\text{sec.} \end{cases}$$

Pour un site ferme (S2) :

- $T_1 = 0,15\text{sec.}$
- $T_2 = 0,40 \text{ sec.}$
- $T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \left[ \frac{7}{2 + \xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7.$$

- $\xi(\%)$ : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Cas de portique en béton armé avec remplissage dense  $\xi = 7\%$ .

$$\eta = 0,8819 > 0,7$$

il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction. [1].

- $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,46\text{m.}$
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,39\text{m.}$

#### ❖ facteur de qualité **Q** :

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q.$$

Valeur de  $P_q$  suivant les critères de **q**.

Critère $q$	$P_q$		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,00
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

**Tableau IV.8:** Valeur de  $P_q$ .

La valeur de facteur de qualité est :  $Q = 1 + 0,25 = 1,25$

- $W$  : Poids total du bâtiment et qui vaut à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau(i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$\beta$  : coefficient donné par l' RPA 99 de valeur **0,2** .

$W_{Gi}$  : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations.

Le poids total du bâtiment étudié est :  $W = 39352,90$  KN.

$$V_{x\text{ sta}} = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,25 \times 39352,90}{3,5} = 3077,95 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ sta}} = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,25 \times 39352,90}{3,5} = 2930,38 \text{ KN}$$

❖ **Les réactions à la base :**

$$V_{x\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 3060,07 \text{ KN.}$$

$$V_{y\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 3239,23 \text{ KN.}$$

	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8 \times V_{sta}$ (KN)	$0,8 \times V_{sta} < V_{dyn}$	vérification
$E_x$	3060,07	2462,36	$2462,36 < 3060,07$	CV
$E_y$	3239,23	2344,30	$2344,30 < 3239,23$	CV

Tableau IV.9: Vérification des efforts à la base.

#### IV.10. Vérification des déplacements latéraux inters étages :

##### ❖ Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser **1,0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré [1].

$$\delta_x^k \leq \delta_{adm} \quad ; \quad \delta_y^k \leq \delta_{adm}$$

$\delta_{adm}$ : est le déplacement relatif admissible de valeur  $\frac{h}{100}$ .

##### ❖ Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  ..... RPA

- $\delta_{ek}$  : déplacement dû 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS, le déplacement dans chaque niveau est donné par la combinaison :

$$G + Q \pm E$$

Planchers	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	OB
9ème étage	2,32	8,12	1,66	5,810	0,600	0,525	3,06	CV
8ème étage	2,15	7,52	1,51	5,285	0,590	0,560	3,06	CV
7ème étage	1,98	6,93	1,35	4,725	0,670	0,560	3,06	CV
6ème étage	1,79	6,26	1,19	4,165	0,700	0,560	3,06	CV
5ème étage	1,59	5,56	1,03	4,050	0,700	0,560	3,06	CV

4ème étage	1,39	4,86	0,87	3,045	0,700	0,525	3,06	CV
3ème étage	1,19	4,16	0,72	2,520	0,730	0,525	3,06	CV
2ème étage	0,98	3,43	0,57	1,995	0,700	0,490	3,06	CV
1er étage	0,78	2,73	0,43	1,505	0,670	0,420	3,06	CV
RDC	0,59	2,06	0,31	1,085	0,630	0,385	3,06	CV
Sous-sol 1	0,41	1,43	0,20	0,700	0,630	0,315	3,4	CV
Sous-sol 2	0,23	0,80	0,11	0,385	0,490	0,245	3,4	CV
Sous-sol 3	0,09	0,31	0,04	0,140	0,310	0,140	3,4	CV

Tableau IV.10: valeurs et vérification des déplacements.

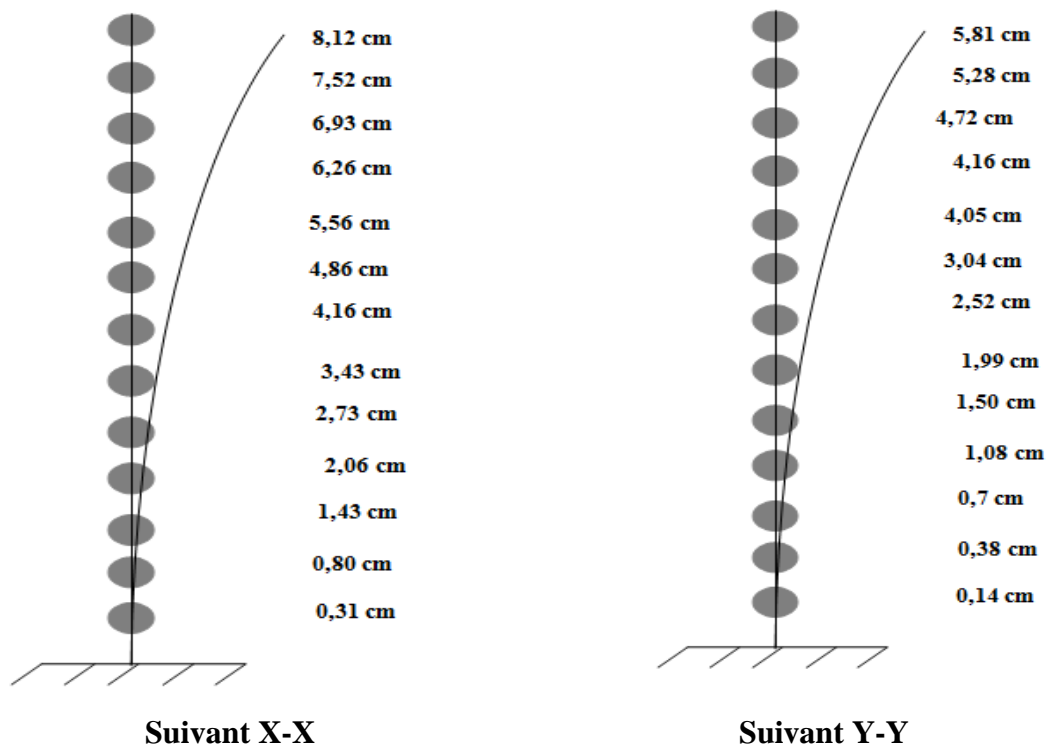


Figure IV.11: Déplacements horizontaux dans les deux sens.

❖ **Justification vis à vis de l'effet P – Δ :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effets P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ .
  - $V_k$ : effort tranchant de l'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum F_i$ .
  - $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 »
  - $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».
- ❖ Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P -  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .
- ❖ Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**a- Sens X-X :**

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (cm)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (cm)	$\theta$ X	$\theta_k < 0.1$
9ème étage	2816,39	2816,39	0,600	551,82	306	0,0100075	<b>CV</b>
8ème étage	2816,39	5632,78	0,590	1096,99	306	0,0099004	<b>CV</b>
7ème étage	2816,4	8449,18	0,670	1542,71	306	0,0119918	<b>CV</b>
6ème étage	2816,39	11265,57	0,700	1915,15	306	0,0134563	<b>CV</b>
5ème étage	2816,39	14081,96	0,700	2231,35	306	0,0144368	<b>CV</b>
4ème étage	3036,71	17118,67	0,700	2515,02	306	0,0155706	<b>CV</b>
3ème étage	3036,72	20155,39	0,730	2777,16	306	0,0173138	<b>CV</b>
2ème étage	3036,71	23192,1	0,700	3013,47	306	0,0176056	<b>CV</b>
1er étage	3036,71	26228,81	0,670	3224,42	306	0,0178107	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	3233,24	29462,05	0,630	3413,06	306	0,0177721	<b>CV</b>
<b>Sous-sol 1</b>	3296,98	32759,03	0,630	3578,74	340	0,0169614	<b>CV</b>
<b>Sous-sol 2</b>	3296,97	36056	0,490	3701,79	340	0,0140373	<b>CV</b>
<b>Sous-sol 3</b>	3296,98	39352,98	0,310	3767,71	340	0,0095232	<b>CV</b>

**Tableau IV.11:** Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X.

## b- Sens Y-Y :

Planchers	W <sub>i</sub> (KN)	P <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>yi</sub> (cm)	V <sub>yi</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (cm)	θ Y	θ <sub>k</sub> < 0.1
9ème étage	2816,39	2816,39	0,525	613,14	306	0,00788081	CV
8ème étage	2816,39	5632,78	0,560	1216,95	306	0,00847065	CV
7ème étage	2816,4	8449,18	0,560	1693,08	306	0,00913279	CV
6ème étage	2816,39	11265,57	0,560	2075,83	306	0,0099318	CV
5ème étage	2816,39	14081,96	0,560	2399,82	306	0,01073868	CV
4ème étage	3036,71	17118,67	0,525	2695,29	306	0,01089689	CV
3ème étage	3036,72	20155,39	0,525	2967,37	306	0,01165353	CV
2ème étage	3036,71	23192,1	0,490	3204,86	306	0,01158792	CV
1er étage	3036,71	26228,81	0,420	3411,72	306	0,01055196	CV
RDC	3233,24	29462,05	0,385	3595,79	306	0,0103088	CV
Sous-sol 1	3296,98	32759,03	0,315	3757,94	340	0,00807631	CV
Sous-sol 2	3296,97	36056	0,245	3873,03	340	0,00670832	CV
Sous-sol 3	3296,98	39352,98	0,140	3925,45	340	0,00412798	CV

Tableau IV.12: Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.

Tous les coefficients θ<sub>k</sub> sont inférieure à 0,10, donc l'effet P – Δ est négligé.

## ❖ Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5.$$

Avec :

- $M_s = \frac{W \times l}{2}$  : est le moment stabilisant.
- $M_r = \sum F_i \times h_i$  : est le moment renversant.
- W: Poids du bâtiment.
- F<sub>i</sub>: Force sismique au niveau i.

	L (m)	M <sub>r</sub> (KN. m)	M <sub>s</sub> (KN. m)	M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub>	OB
Sens-X	25,2	132160,17	495846,54	3,75	CV
Sens-Y	11,7	132160,17	230214,46	1,75	CV

Tableau IV.13: Vérification de la stabilité au renversement.

La tour est stable suivant **X** et **Y** donc il y'a pas de risque de renversement [1].

❖ **Vérification de L'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

On doit vérifier que :  $v \leq 0,30$ .

Niveau	section( $cm^2$ )	$N_d(KN)$	$v$	$v \leq 0,30$
5 <sup>eme</sup> ; 6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup>	(40×40)	569,06	0,14	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	(50×50)	1375,53	0,22	<b>CV</b>
Sous- Sol 1 ; 2 ; 3 et RDC	(60×60)	2685,92	0,29	<b>CV</b>

**Tableau IV.14:** Vérification de L'effort normal réduit.

#### IV.11. Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres ; périodes propres et facteur de participation relatifs à chaque mode. Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

Enfin on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



### V.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de la structure étudiée. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91 et RPA 99/ Version 2003).

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et a des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

### V.2. Ferrailage des poteaux :

#### V.2. 1.Calculer les sollicitations :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données ETABS .

- |                 |                     |   |
|-----------------|---------------------|---|
| 1) $1,35G+1,5Q$ | ELU                 |   |
| 2) $G+Q$        | ELS                 |   |
| 3) $G+Q+E$      | RPA99 (Article 5.2) | } |
| 4) $G+Q-E$      |                     |   |
| 5) $0,8G+E$     |                     |   |
| 6) $0,8G-E$     |                     |   |

**G:** Charges permanentes.

**Q:** Charges d'exploitation non pondérées.

**E :** Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- |            |   |                            |
|------------|---|----------------------------|
| $N_{\max}$ | → | $M_{\text{correspondant}}$ |
| $N_{\min}$ | → | $M_{\text{correspondant}}$ |
| $M_{\max}$ | → | $N_{\text{correspondant}}$ |

✓ **Remarque :**

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux [1].

**V.2.2.Recommandation du RPA 99/version 2003 :**❖ **Armatures longitudinales :**

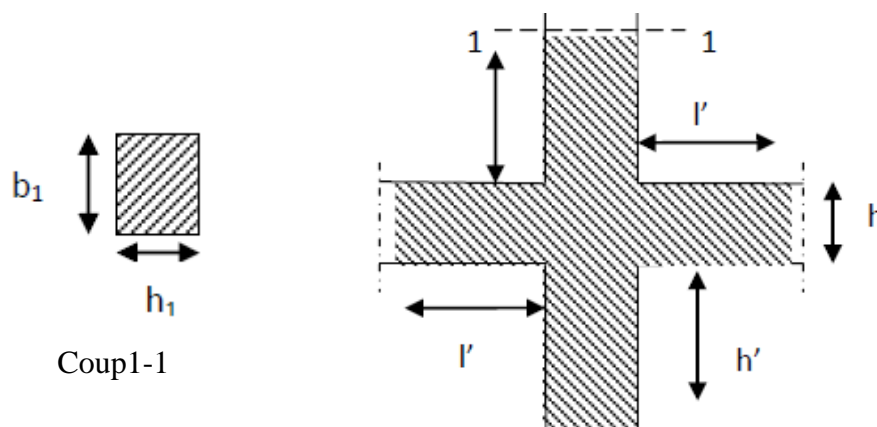
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0,8\%$  de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par  $l' \leq h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure V.1:** La zone nodale .

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section de poteaux	Amin RPA ( Cm <sup>2</sup> )	Amax RPA( Cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Les 3 Sous-Sol +RDC	( 60×60)	28,8	144	216
1 <sup>er</sup> jusque 4 <sup>ème</sup> étage	(50×50)	20	100	150
5 <sup>er</sup> jusque 9 <sup>ème</sup> étage	( 40×40)	12,8	64	96

**Tableau V.1:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau.

❖ **Calcul Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400$  Mpa.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2,5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3,75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .
- $St$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $St \leq \min ( 10\phi , 15\text{cm} )$ . En zone I et IIa .

**Dans la zone courante :**

- $St \leq 15\phi$  En zone I et Iia .

Où :

- $\phi$ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t} \times \%\right)$  est donnée par :

- 0,3% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$  .

Avec :

- a et b : les dimensions de la section du poteau.

### V.2.3. Calcule de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{xx}$  ,  $M_{yy}$ )

Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée avec :

<b>Poteau</b>	<b>60 × 60</b>	<b>50 × 50</b>	<b>40 × 40</b>
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	161,023	141,77	94,67
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	455,77	12,04	77,7
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	88,336	94,75	35,03

$N_{\min}$ (KN)	1158	461,65	179,36
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
$M_{\text{cor}}$ (KN. m)	2,32	5,08	11,53
$N_{\max}$ (KN)	1752,81	1249,81	641,37

**Tableau V.2:** Les sollicitations dans les différents poteaux.

- $A_{S \min RPA} = 0,8 \times b \times a$ . **RPA (Art 7.4.2.1 P61)**
- $A_{S \min BAEL} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U ; 0,2 \times \frac{B}{100} \right]$ . **BAEL91 P94**

Avec :

- **U:** Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Poteaux	M(KN. m)	N(KN)	$A_{S \text{ cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{S \text{ min BAEL}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{S \text{ min RPA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{S \text{ adop}}(\text{cm}^2)$
<b>60 × 60</b>	2,32	1752,81	25,32	7,2	28,8	<b>16HA16 = 32,7</b>
<b>50 × 50</b>	5,08	1249,81	18,24	5	20	<b>12HA16 = 24,13</b>
<b>40 × 40</b>	11,53	641,37	10,19	3,2	12,8	<b>8HA16=16,08</b>

**Tableau V.3:** Résultats de ferrailage des poteaux.

✓ **Remarque :**

On remarque que  $A_{S \min Rpa}$  est supérieure par rapport à  $A_{S \text{ cal}}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

❖ **Vérification de ferrailage des poteaux :**

**Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{S \min} = 0,8\% \times b \times a$ .
- $A_{S \max} = 4\%b \times a \rightarrow$  En zone courante.

- $A_{s\max} = 6\%b \times a \rightarrow$  En zone de nodale.

**Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$ .
- $A_{s\max} = 5 \times \frac{B}{100}$ .

Poteau	$A_{s\min}$ BAEL	$A_{s\min}$ RPA	$A_{s\max}$ BAEL	$A_{s\max}$ RPA	$A_{s\text{ adop}}$	OB
<b>60 × 60</b>	7,2	28,8	180	216	36,7	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	5	20	125	150	24,13	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	3,2	12,8	80	96	16,08	<b>CV</b>

**Tableau V.4:** Résultats de vérification de ferraillage des poteaux.

**V.2.4.Vérification à l'E.L.U :**

❖ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant D'après le BAEL :**

Poteau (60×60) cm<sup>2</sup> , Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 108,21 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,333 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × a</b>	<b>T<sub>max</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>τ̄<sub>u</sub></b>	<b>OB</b>
<b>60 × 60</b>	108,21	0,333	<b>3,33</b>	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	97,23	0,363	<b>3,33</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	61,6	0,285	<b>3,33</b>	<b>CV</b>

**Tableau V.5:** Vérification selon BAEL.

## ❖ Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \dots \dots \dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

Où :  $\lambda_g$  : L'élanement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ .

$$a = 60 \text{ cm}, l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,38}{0,60} = 3,96 < 5 \longrightarrow \rho_d = 0,04.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,333 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × a (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>l<sub>f</sub> (m)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>
<b>60 × 60</b>	2,38	3,96	0,04
<b>50 × 50</b>	2,142	4,28	0,04
<b>40 × 40</b>	2,142	5,35	0,075

**Tableau V.6 : Vérification selon RPA.**

## ❖ Calcul des armatures transversales :

## ➤ Choix du diamètre :

$$\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] \times \phi_l.$$

$$\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] \times 16 = 5,33 \text{ mm.}$$

On adopte un cadre : **Ø6**

## ➤ Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min[15\phi_{1 \text{ min}}; 40 \text{ cm}; a + 10].$$

$$S_t \leq \min[24 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 70 \text{ cm}].$$

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

**Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}] \text{ . En Zone IIa.}$$

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

**Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ En Zone I et IIa.}$$

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{\max}$ ).

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ,il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5.$$

➤ **Exemple de calcul : (60×60) cm<sup>2</sup> :**

Donc :  $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$

<b>b × a</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>t adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>60 × 60</b>	108,21	4,76	3,75	1,44	<b>4HA8 = 2,01</b>
<b>50 × 50</b>	91,23	4,76	3,75	1,22	<b>4HA8 = 2,01</b>
<b>40 × 40</b>	61,6	5,35	2,5	0,55	<b>4HA8 = 2,01</b>

**Tableau V.7:** Les armatures transversales des poteaux.



## ❖ Détermination de la zone de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :  $40\phi \rightarrow$  En zone IIa [1].

$b \times a$	$60 \times 60$	$50 \times 50$	$40 \times 40$
$\phi_{\max}$ (cm)	2	2	2
$40\phi$ (cm)	80	80	80

**Tableau V.8:** Longueur de recouvrement.

## ❖ Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]

la longueur minimale des recouvrements est de  $L_r \geq 40\phi$  en zone II [1].

$$\phi = 20 \text{ mm} \longrightarrow L_r = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \longrightarrow L_r = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$$

## V.2.5. Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

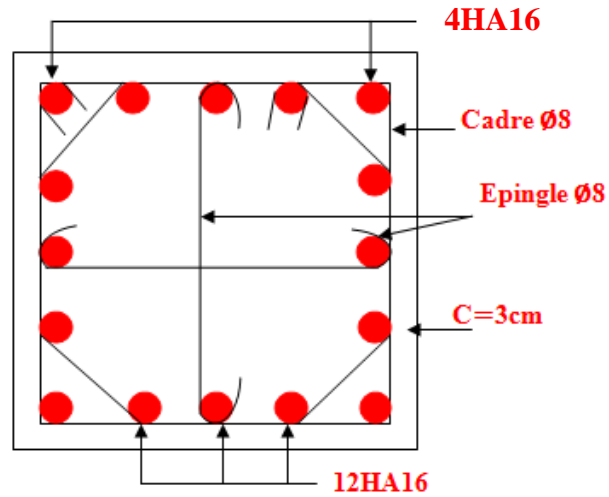
- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st \text{ adm}} = 201,63 \text{ Mpa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

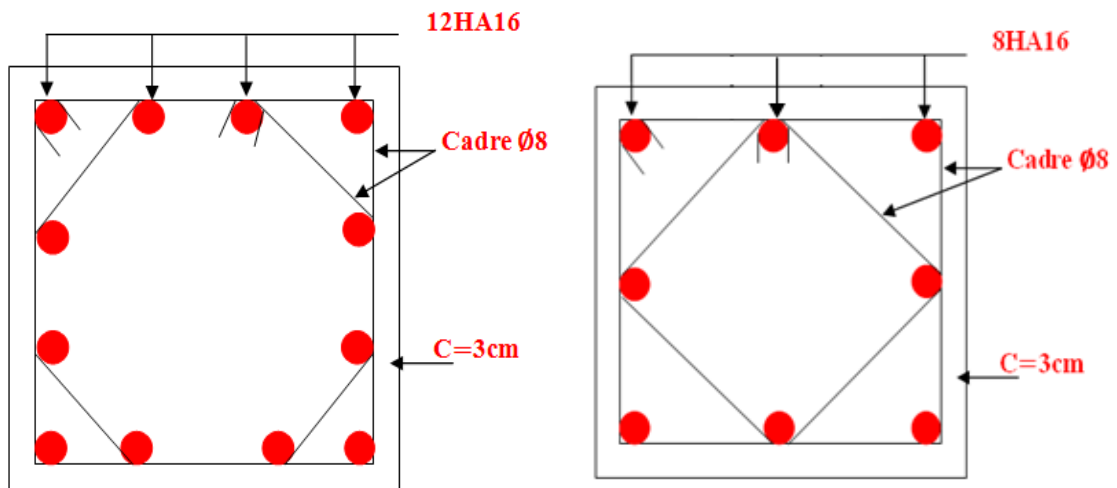
$b \times a$	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$A_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc \text{ adm}}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st \text{ adm}}$	OB
$60 \times 60$	1278,76	1,68	36,69	3,17	15	47,5	201,63	CV
$50 \times 50$	904,89	3,43	24,13	2,71	15	40,8	201,63	CV
$40 \times 40$	464,16	8,06	16,08	2,69	15	39,3	201,63	CV

**Tableau V.9:** Vérification des contraintes à l'ELS.

- Schéma de ferrailage poteau central D-3 :



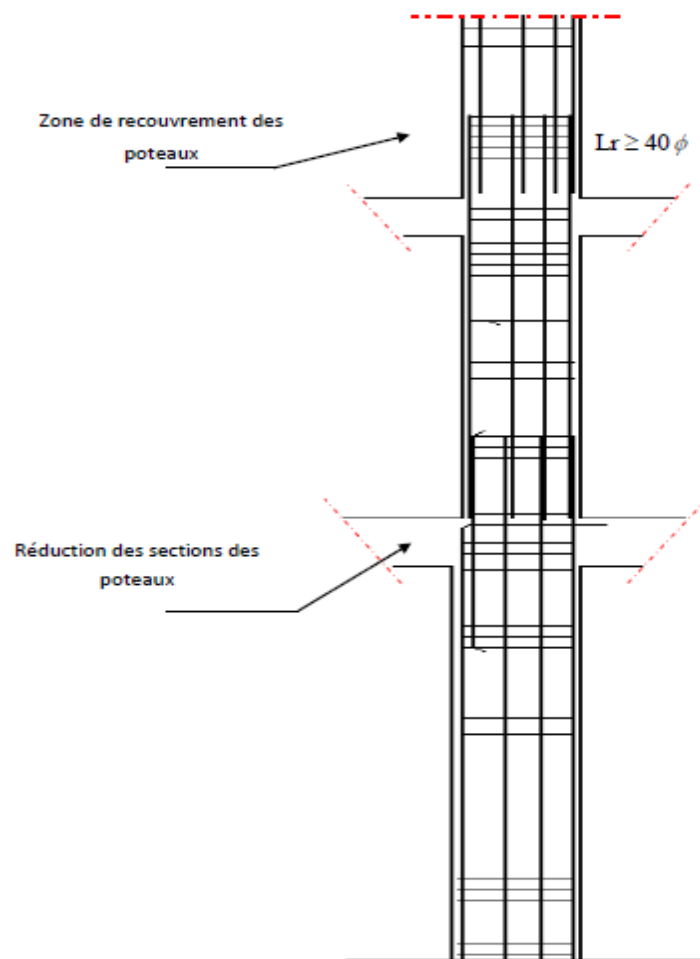
Poteaux S-S et RDC (60×60)



Poteaux 1<sup>er</sup> étage jusque 4<sup>ème</sup>  
(50×50)

Poteaux 4<sup>ème</sup> étage jusque 9<sup>ème</sup>  
(40×40)

Figure V.2: Ferraillage déférences types des poteaux.



**Figure V.3:** Schémas Disposition constructive des armatures des poteaux.

### V.3.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple [5].

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS , qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/version 2003**.

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1,15 \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1,15, \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}.$$

**V.3.1.Recommandations par RPA99 (art 7.5.2) :****1. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à  $90^\circ$ .

**2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} \dots \dots \dots \text{zone nodal .}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante .}$$

$\phi_1$  : est la valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement .

**V.3.2.Recommandations par BAEL 91 (art 7.5.2) :****1. Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

**2. Armatures transversales :**

- Diamètre des armatures d'âme :  $\phi_1 \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right\}$
- Espacement maximale :  $S_t = \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm})$

**V.3.3.Ferrailage des poutres Principales (30×40) :**

D'après les résultats de l'ETABS 16.2.0 :

Position	M <sub>max</sub> (KN. m)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	78,47	37	0,135	0.181	34,32	6,59	1,34	3HA20=9,42cm <sup>2</sup>
App sup	98,49	37	0,169	0,233	37,88	8,47	1,34	3HA20+3HA12 = 12,81 cm <sup>2</sup>
App inf	98,32	37	0,168	0.232	39,09	8,45	1,34	3HA20+3HA12 = 12,81cm <sup>2</sup>

Tableau V.10: Calcul du ferraillage des poutres principales étage courant.

❖ La vérification du ferraillage :

- Section minimale (RPA) : b = 30 cm ; h = 40cm

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

❖ Section maximale (RPA) :

- A<sub>max</sub> = 4%b × h = 4% × 30 × 40 = 48 cm<sup>2</sup> → Zone courante.
- A<sub>max</sub> = 6%b × h = 6% × 30 × 40 = 72 cm<sup>2</sup> → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- A<sub>s</sub> = 3HA20 + 3HA12 = 12,81 cm<sup>2</sup>
- A<sub>s</sub> = 3HA20 + 3HA12 = 12,81 cm<sup>2</sup>

Donc : 12,81 + 9,24 = 22,05 cm<sup>2</sup> → 22,05 cm<sup>2</sup> < 48 cm<sup>2</sup> ... .. (CV)

La Condition de non fragilité :

- A<sub>min</sub> = 0,23 ×  $\frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e}$  = 1,34 cm<sup>2</sup> → A<sub>s</sub> > A<sub>s min</sub> ... .. (CV)

❖ La vérification à E.L.U:

La vérification de la contrainte de cisaillement la Fissuration non préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est : T<sub>max</sub> = 254,1 KN.

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 2,28 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

## ❖ Calcul de la section des armatures transversales :

## • Choix du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right] = 11,43 \text{ mm}$$

Donc On prend :  $\emptyset 8$

## ❖ Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{1,14 \times 300 \times 300}{400}$$

$$A_t = 2,56 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

## ❖ Espacement d'après B.A.E.L :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 31,23\text{cm}.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,14 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 104,56 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 31,23 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

## ❖ Espacement exigé par RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

## ❖ La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ zone nodale}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots\text{en zone courante.}$$

❖ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

La longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de  $40\varnothing$  poutre longitudinale [1]:

$$40 \times 20 = 80 \text{ cm .}$$

➤ **La vérification à E.L.S :**

**La contrainte de compression du béton :**

Sur Travée :  $A_t = 9,42 \text{ cm}^2.$

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

La solution de l'équation nous donne :  $y = 14,54 \text{ cm.}$

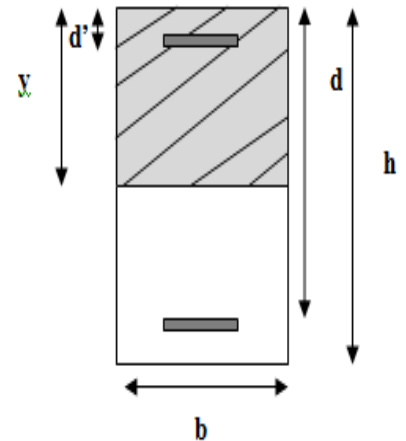
$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 102018,25 \text{ cm}^4.$$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $M_{ser} = 56,84 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 8,10 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_{st} = 187,705 \text{ Mpa} < \sigma_{St \text{ adm}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$



❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8}$$

Avec :

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \times G_{\text{planche}} = 33,34 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q = \left(\left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) + b\right) \times Q = 7,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

$$l = 4,8 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{40,99 \times 4,8^2}{8} = 118,05 \text{ KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3\text{HA}20 = 9,42 \text{ cm}^2.$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,083 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{(CV)}$

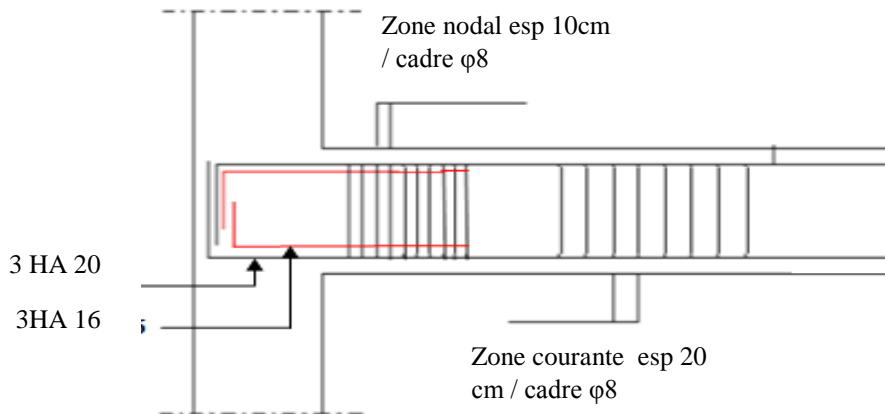
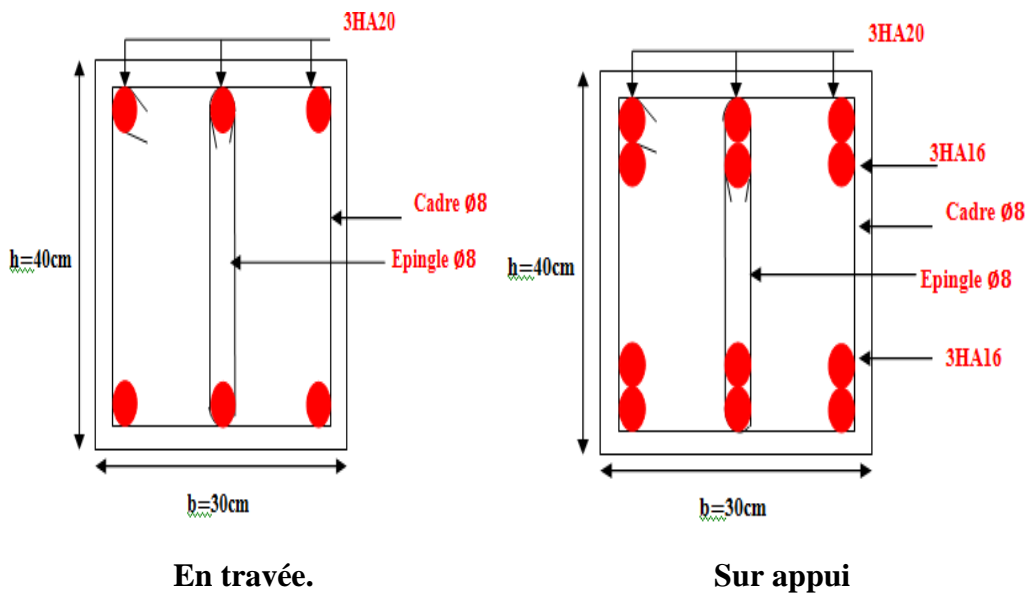
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,083 \geq 0,043. \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 8,48 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$

✓ **Remarque :**

les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit :1,30 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$  : Si l'appui appartient à une travée de rive soit :1,60 m.

❖ **Schéma de ferraillage :**



**Figure V.4:** Ferraillage des poutres principales étage courant 30×40.



V.3.4.Ferraillage des poutres Secondaires (30×35) :

D'après les résultats de l'ETABS 16.2.0 :

Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	51,43	37	0,088	0,115	35,28	4,94	1,34	3HA16=6,03cm <sup>2</sup>
App sup	88,12	37	0,151	0,205	33,95	8,96	1,34	3HA16+3HA12 = 9,42 cm <sup>2</sup>
App inf	83,85	37	0,143	0,195	34,11	8,48	1,34	3HA16+3HA12 = 9,42cm <sup>2</sup>

Tableau V.11: Calcul du ferraillage des poutres secondaires étage courant.

❖ La vérification du ferraillage :

- Section minimale (RPA) : b = 30 cm ; h = 35cm

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

❖ Section maximale (RPA) :

- A<sub>max</sub> = 4%b × h = 4% × 30 × 35 = 42 cm<sup>2</sup> → Zone courante.
- A<sub>max</sub> = 6%b × h = 6% × 30 × 35 = 63 cm<sup>2</sup> → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- A<sub>s</sub> = 3HA16 + 3HA12 = 9,42 cm<sup>2</sup>
- A<sub>s</sub> = 3HA16 + 3HA12 = 9,42 cm<sup>2</sup>

Donc : 6,03 + 9,24 = 15,45 cm<sup>2</sup> → 22,05 cm<sup>2</sup> < 42cm<sup>2</sup> ... .. (CV)

La Condition de non fragilité :

- A<sub>min</sub> = 0,23 ×  $\frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e}$  = 1,34 cm<sup>2</sup> → A<sub>s</sub> > A<sub>s min</sub> ... .. (CV)

❖ La vérification E.L.U :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 160,77 \text{ KN}$ .

- $\bar{\tau}_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 1,44 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

❖ **Calcul de la section des armatures transversales :**

- **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 20 \right] = 10 \text{ mm}$$

Donc On prend :  $\phi 8$ .

❖ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 31,23 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $S_t = 30\text{cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,72 \times 300 \times 300}{400}$$

$$A_t = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2,56 \text{ cm}^2$ .

❖ **Espacement d'après B.A.E.L :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,14 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 104,66 \text{ cm.}$$

Donc :  $S_t \leq \min [S_{t1}, S_{t2}] = 30\text{cm} \rightarrow$  on prend :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

❖ **Espacement exigé par RPA :**

En zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 10 \text{ cm} .$

En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} .$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{zone nodale}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots\text{en zone courante.}$$

❖ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de  $40\phi$  poutre longitudinale [1] :  $40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ .

➤ **La vérification à E.L.S :**

❖ **La contrainte de compression du béton :**

Sur Travée :  $A_t = 6,03 \text{ cm}^2$ .

❖ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$15y^2 + 15A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

La solution de l'équation nous donne :  $y = 11,76 \text{ cm}$ .

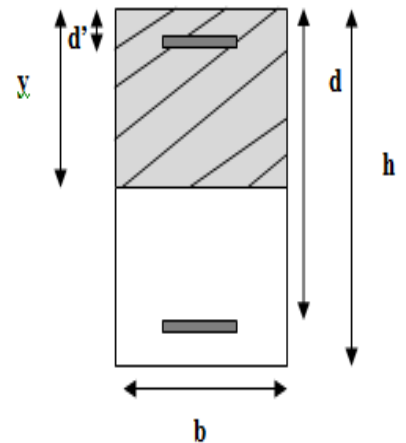
$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 63862,53 \text{ cm}^4.$$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $M_{ser} = 36,94 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 6,80 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_{st} = 175,61 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$



❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8}$$

Avec :

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \times G_{planche} = 27,91 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \times Q = 6,45 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$l = 4 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{34,36 \times 4^2}{8} = 68,72 \text{ KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$ .

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0875 \geq 0,062 \dots\dots\dots\text{(CV)}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,0875 \geq 0,0537. \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 5,43 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à [1] :

- $\frac{L_{max}}{5}$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit :1,30 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$  : Si l'appui appartient à une travée de rive soit :1,60 m.

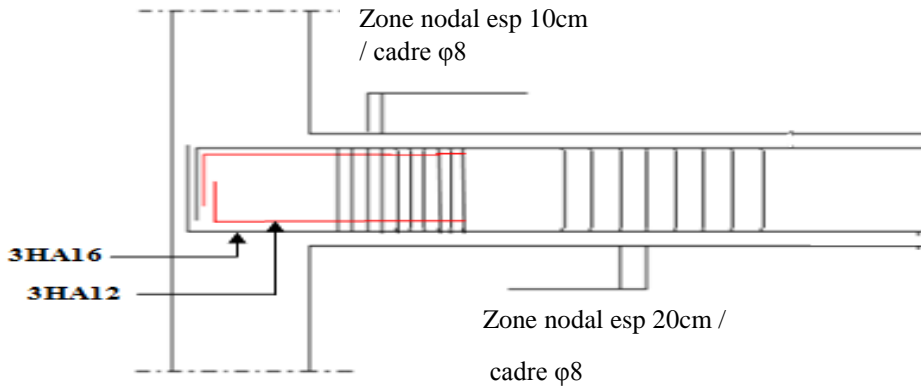
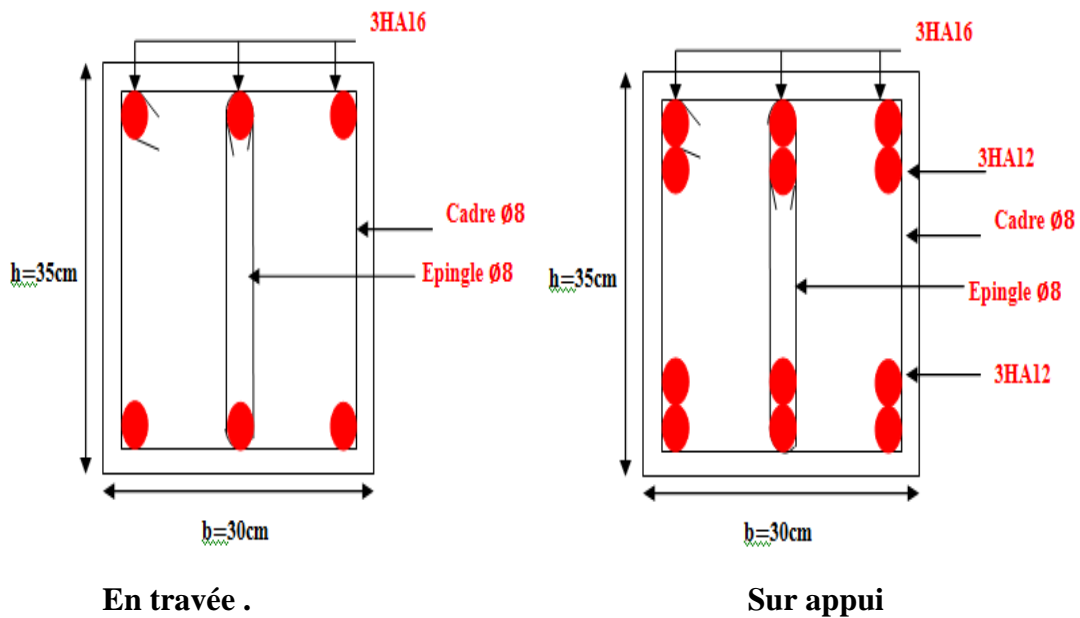


Figure V.5: Ferraillage des poutres secondaires étage courant 30×35.

#### V.4 .Voiles de contreventement :

##### V.4.1.Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans le plan. Les sollicitations engendrées dans les voiles sont [5]:

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales G, Q et E.

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales

##### ❖ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données les combinaisons ci-dessus [1]:

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E ; 0,8 \pm E$

- **Etat limite de service :**  $G + Q$

##### ❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- 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.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- 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 l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

#### ❖ Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### ❖ Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et 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 :

$$S \leq ( 1,5 \times e ; 30 \text{ cm} )$$

Avec :

**e** : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

#### V.4.2. Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_e}{2} ; \frac{2 \times l'}{3} \right].$$

Avec :

- $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$  : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

##### V.4.2.1. Etude des sections :

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ».

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

Avec :

A : Surface.

I : Moment d'inertie.

M : Moment de flexion.

y : le bras de levier

#### a- Section partiellement comprimée SPC [4]:

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre dépression se trouve en dehors des armatures

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times$$

Si :

- $M > 0$  les deux contraintes sont de signes différents :  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

ou bien  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$

- Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L<sub>t</sub>' :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

- L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0,50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .
- La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T \times \frac{y_s}{f_e}$ .

Si :  $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

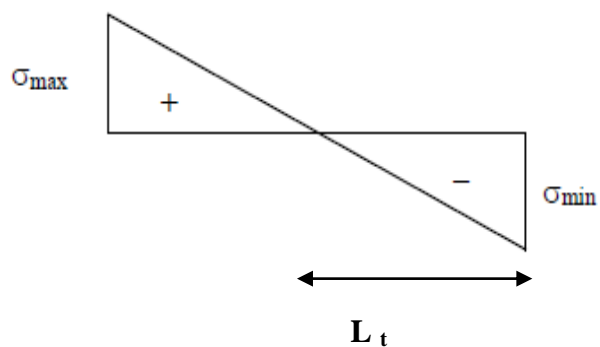


Figure V.6: SPC .

#### b- Section entièrement comprimée SEC [4]:

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).



$$A = 0,0015 \times L \times b.$$

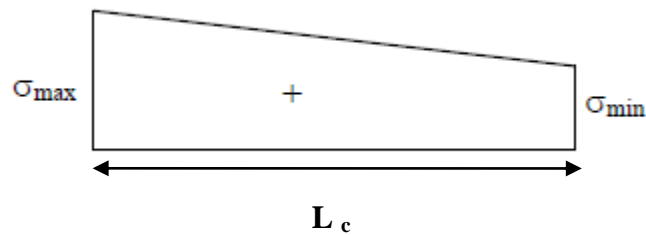


Figure V.7: SEC .

### c- Section entièrement tendue SET [4] :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- La longueur tendue est égal à « L »  $\rightarrow L = L_T$ .
- L'effort de traction est donné par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times \frac{L \times b}{2}$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

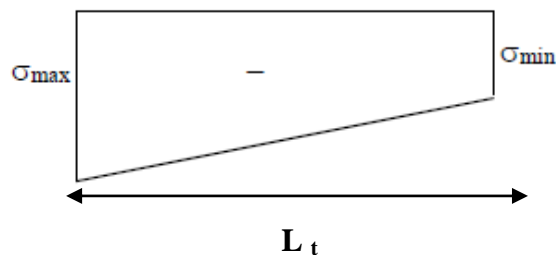


Figure V.8: SET .

### V.4.2.2.Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer la plus défavorable entre eux :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min} = 0,15\% b \times L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{\min} = 0,10\% b \times L \rightarrow$  Dans la zone courante.

### V.4.2.3. Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

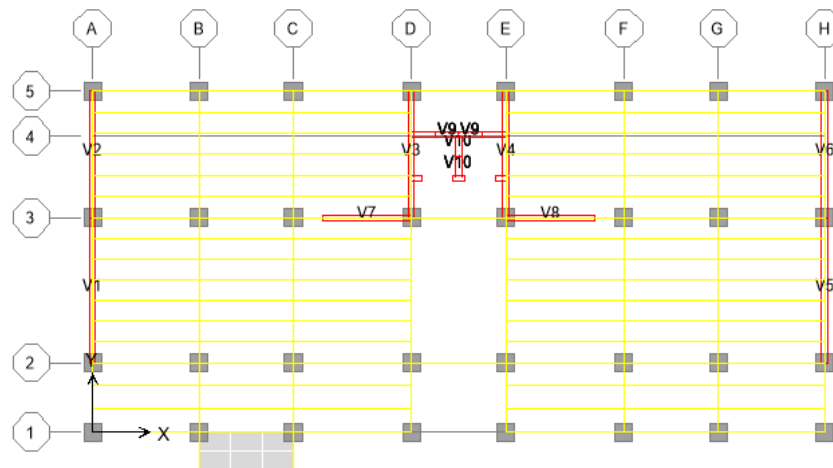


Figure V.9: Vue en plan des voiles existants.

a- Sens longitudinale :

❖ Exemple de calcul (Voile VY2) :

• Dimension :

$$L = 3,6 \text{ m.}$$

$$b = 0,20 \text{ m.}$$

• Caractéristique géométrique :

$$I = 0,7776 \text{ m}^4.$$

$$B = 0,72 \text{ m}^2.$$

Les sollicitations sont :

- $M = 6067,55 \text{ KN. m.}$
- $N = 6996,05 \text{ KN.}$

Les constraints:

- $\sigma_A = 23761,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 23,76 \text{ MPa}$

- $\sigma_B = -4328,52 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 4,328 \text{ MPa}$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0,55 \text{ m}$ .
- $T = 0,5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 240,12 \text{ KN}$ .
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 6,003 \text{ cm}^2$ . → Zone tendue.
- pour une face  $A_{\text{cal}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{6,003}{2 \times L_t} = 5,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (**Art 7.7.4.1**) :  $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b \times L_t$ .

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L<sub>t</sub>** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b \times L_t = 2,21 \text{ cm}^2$ .
- pour une face  $A_{\text{min}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{2,21}{2 \times L_t} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times L = 10,8 \text{ cm}^2$
- pour une face  $A_{\text{min}} \frac{\text{face}}{\text{ml}} = \frac{10,8}{2 \times L_t} = 9,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_s \text{ adopté} = \max [A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{min}}] = 9,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour tout la longueur de voile :

$$A_s (\text{cm}^2) = 2 \times A_s \text{ adopté}/\text{face} \times L = 70,12 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage (armatures adoptés) :**

- **Pour la zone tendue :**

$$A_s \text{ adop} = 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone d'about.}$$

- **Pour la zone comprimée :**

$$A_s \text{ adop} = 11\text{HA}14 = 16,92 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

Pour toute la longueur du voile :

$$A_s = 2 \times 5\text{HA}16 + 11\text{HA}14 = 37,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Pour une face.}$$

$$\text{Pour deux face : } A_s = 37,02 \times 2 = 72,04 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens transversales :

Voile	VY1	VY2	VY3	VY4
M (KN. m)	4553,48	6065,55	3316,74	3316,47
N(KN)	2323,12	6996,05	3668,75	3668,75
L (m)	4,2	3,6	3,6	3,6
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	1,2348	0,7776	0,7776	0,7776
B (m <sup>2</sup> )	0,84	0,72	0,72	0,72
Y (m)	2,1	1,8	1,8	1,8
σ <sub>A</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	10509,64	23757,36	12800,32	12772,5
σ <sub>B</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-4978,4	-4323,88	-2609,35	-2581,53
la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	1,4	0,60	0,60	0,60
T(KN)	672,09	240,12	159,06	156,25
A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>19,32</b>	<b>6,89</b>	<b>4,49</b>	<b>4,49</b>
A <sub>s RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,4	2,21	2,44	2,42
A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,6	10,8	10,8	10,8
A <sub>sv</sub> (cm <sup>2</sup> )	52,24	70,12	63,74	63,97
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	2×(4HA14+5HA14)+7HA 10 = 33,18 cm <sup>2</sup>	2×(3HA16+2HA16)+11 HA14 = 37,02cm <sup>2</sup>	2×(3HA16+2HA16)+11HA12 = 32,53 cm <sup>2</sup>	2×(3HA16+2HA16)+11HA12= 32,53 cm <sup>2</sup>
S <sub>t courant</sub> (cm)	20	20	20	20
S <sub>t about</sub> (cm)	10	10	10	10

Voile	VY5	VY6	VY10
M (KN. m)	4468,29	5934,42	126,99

N(KN)	1660,37	2204,37	670 ,21
L (m)	4,2	3,6	1,7
e (m)	0,2	0.2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	1,2348	0,7776	0,081
B (m <sup>2</sup> )	0,84	0,72	0,34
Y (m)	2,1	1,8	0,85
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	9575,76	16798,70	3289,53
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-5622,49	-10675,45	652,88
la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>
L <sub>t</sub> (m)	1,60	1,4	1,7
T(KN)	873,60	1493,31	1788,65
A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>25,11</b>	<b>42,93</b>	<b>44,71</b>
A <sub>s RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,21	5,59	6,8
A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,6	10,8	5,1
A <sub>sv</sub> (cm <sup>2</sup> )	59,05	93,62	10,2
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	2×(4HA14+6HA14)+5HA 10 = 34,69cm <sup>2</sup>	2×(4HA16+5HA16)+7HA 14= 46,94 cm <sup>2</sup>	2×(2HA10)+6HA8 =26,15 cm <sup>2</sup>
S <sub>t courant</sub> (cm)	20	20	20
S <sub>t about</sub> (cm)	10	10	10

**Tableau V.12:** Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile transversale.

➤ **Sens longitudinal.**

Voile	<b>VX7</b>	<b>VX8</b>	<b>VX9</b>
<b>M (KN. m)</b>	3666,17	2666,58	390,43
<b>N(KN)</b>	5504,96	1423,02	624,4
<b>L (m)</b>	2,7	2,7	3
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	3,94	0,394	0,45
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,54	0,54	0,6
<b>Y (m)</b>	1,35	1,35	1,5
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	25281,49	17724,03	2342,1

$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4892,75	-12453,58	-260,766
de section	SPC	SPC	SPC
$L_t$ (m)	0,46	1,11	0,40
T(KN)	214,2	1387,61	7,83
$A_{s\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	6,15	24,59	0,22
$A_{s\text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,75	4,45	1,2
$A_{s\text{ minRPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	8,1	8,1	9
$A_{sv}$ (cm <sup>2</sup> )	49,68	83,97	54
$A_{s\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /face)	2×(3HA16+1HA16)+8 HA 12 =25,12 cm <sup>2</sup>	2×(3HA20+4HA20) +2 HA 10= 45,53 cm <sup>2</sup>	2×(3HA16+1HA16)+10HA 12= 27,38 cm <sup>2</sup>
$S_{t\text{ courant}}$ (cm)	20	20	20
$S_{t\text{ about}}$ (cm)	10	10	10

Tableau V.13: Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile longitudinal.

#### V.4.3.Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement. .

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit [1] :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V: Effort tranchant.
- $b_0$ : Épaisseur du voile.
- L: Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	V(KN)	b(m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau < \tau_u$ (MPa)
VY1	850,3	0,2	4,2	1,57	5	C.V
VY2	830,44	0,2	3,6	1,79	5	C.V

<b>VY3</b>	501,75	0,2	3,6	1,08	5	<b>C.V</b>
<b>VY4</b>	498,42	0,2	3,6	1,07	5	<b>C.V</b>
<b>VY5</b>	824,19	0,2	4,2	1,52	5	<b>C.V</b>
<b>VY6</b>	808,3	0,2	3,6	1,74	5	<b>C.V</b>
<b>VX7</b>	789,2	0,2	2,7	2,27	5	<b>C.V</b>
<b>VX8</b>	789,34	0,2	2,7	2,27	5	<b>C.V</b>
<b>VX9</b>	708,95	0,2	3	1,83	5	<b>C.V</b>
<b>VY10</b>	77,42	0,2	1,7	0,35	5	<b>C.V</b>

**Tableau V.14:** Résumé des résultats Vérification de la résistance au cisaillement.

### V.5.Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation [3] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \times \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$  Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$ .
- $S_t \leq \min[1,5 \times b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$ .

Donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

D'après le RPA et le BAEL le pourcentage minimal d'armatures horizontales en double nappes et donnés par :

- $A_t = 0,0015 \times b \times L$ .

La section adoptée est :  $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$ .

#### ❖ Exemple de calcul Voile VY2 :

##### ➤ Ferrailage minimal de BAEL :

$$V = 830,44 \text{ KN.}$$

$$\tau = 1,79 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa.}$$

$$A_t = \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0,9 \times \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1,79 \times 200 \times 200}{0,9 \times 400}$$

$$A_t = 1,98 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Ferraillage minimal de RPA :**

- $b = 0,2 \text{ m}$
- $L = 3,6 \text{ m}$

$$A_t = 0,0015 \times b \times L$$

$$A_{t \text{ min RPA}} = 10,8 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max[1,98 \text{ cm}^2; 10,8 \text{ cm}^2] = 10,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \left( \frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{10,8}{2 \times (3,40 - 0,4)} = 1,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml / face}}$$

Soit :  $A_{\text{adopté}} \left( \frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2.$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	$\tau(\text{MPa})$	$b(\text{m})$	$S_t(\text{m})$	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
VY1	1,57	0,2	0,2	2,44	12,6	5HA8=2,51cm <sup>2</sup>
VY2	1,79	0,2	0,2	2,38	10,8	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VY3	1,08	0,2	0,2	1,44	10,8	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VY4	1,07	0,2	0,2	1,43	10,8	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VY5	1,52	0,2	0,2	2,37	12,6	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VY6	1,74	0,2	0,2	2,32	10,8	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VX7	2,27	0,2	0,2	2,23	8,1	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VX8	2,27	0,2	0,2	2,23	8,1	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VX9	1,83	0,2	0,2	2,008	9	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
VY10	0,35	0,2	0,2	0,22	5,1	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>

**Tableau V.15:** ferraillage horizontal des Voiles .

❖ **Schéma de ferraillage des voiles**



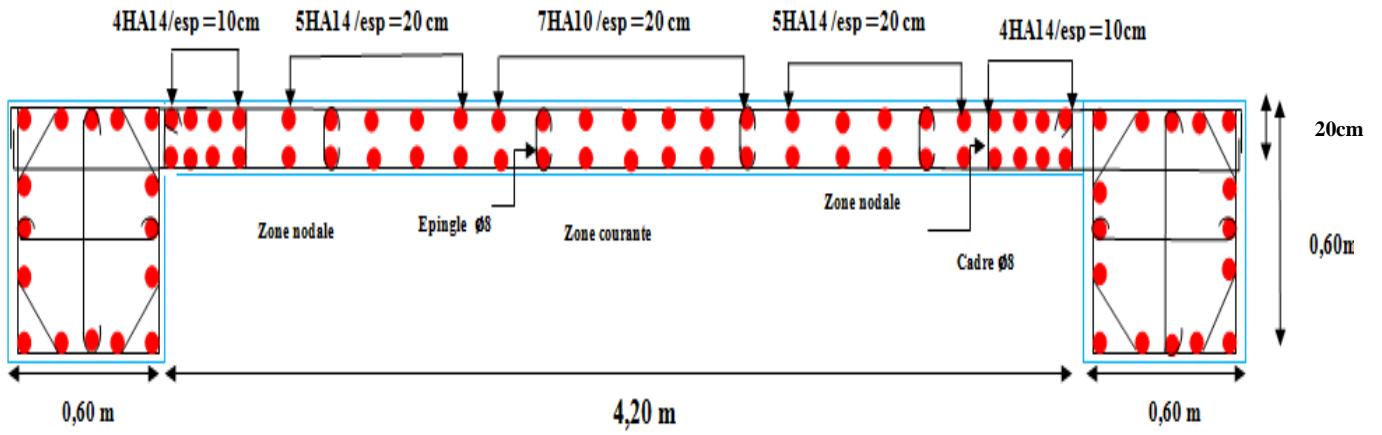


Figure V.10: Ferrailage de voile VY1.

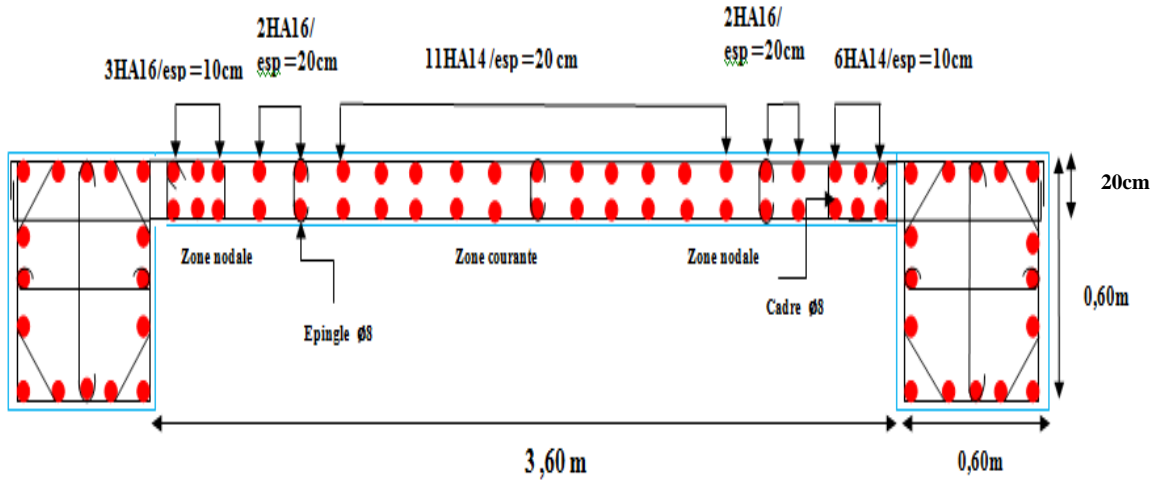


Figure V.11: Ferrailage des voiles VY2.

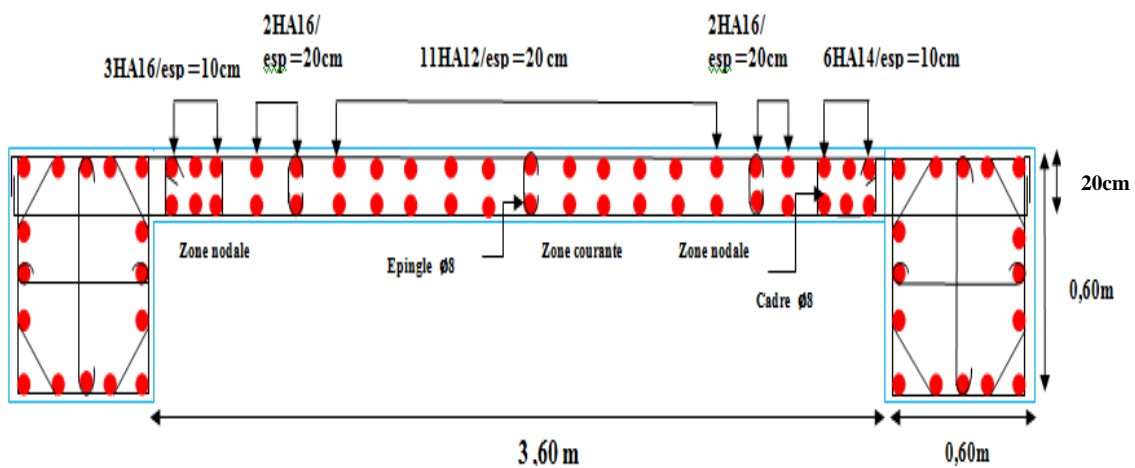


Figure V.12: Ferrailage des voiles VY3 ;VY4.

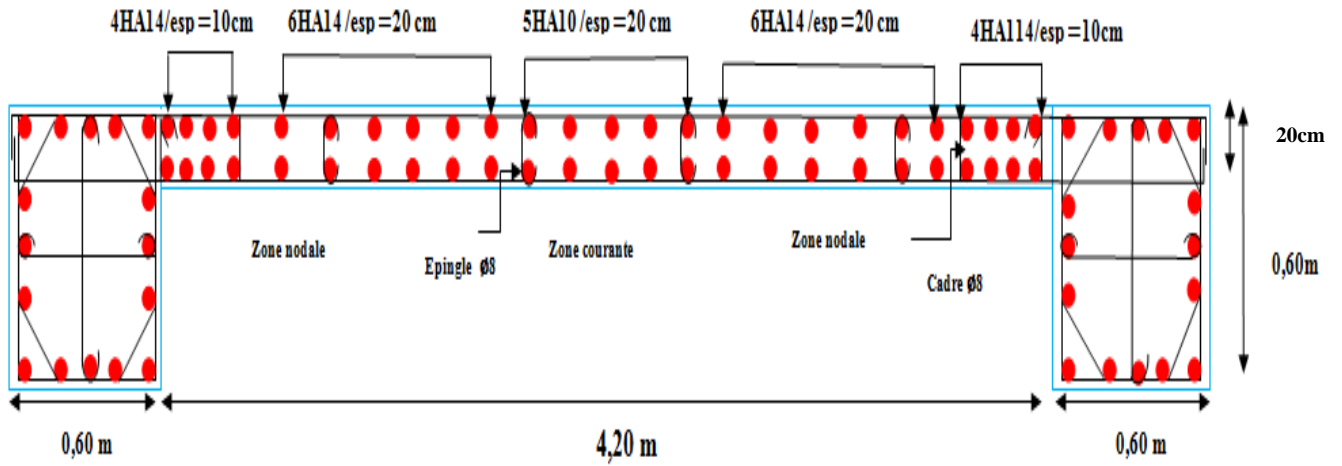


Figure V.13: Ferraillage des voiles VY5.

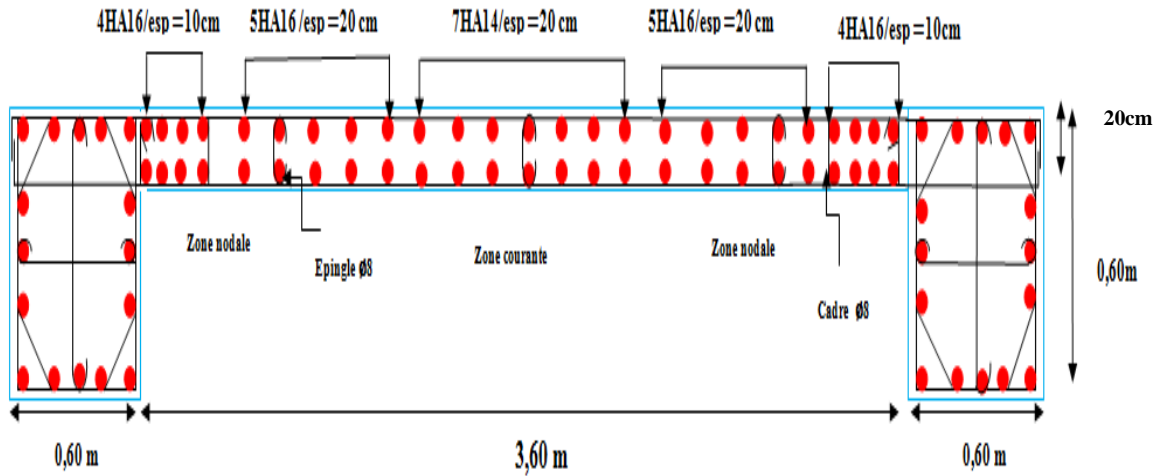


Figure V.14: Ferraillage des voiles VY6.

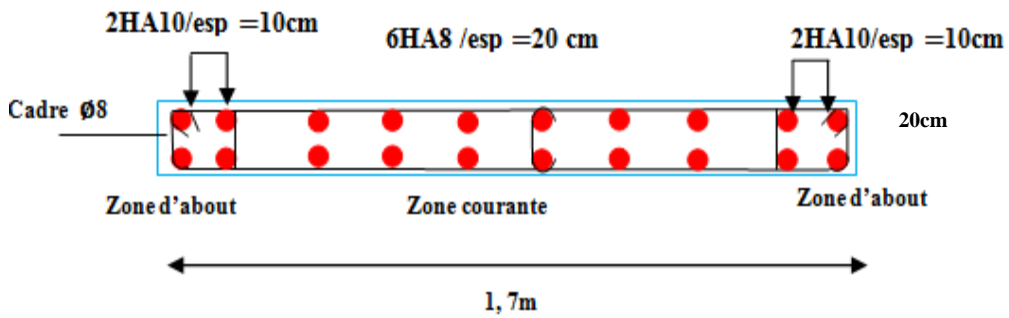


Figure V.15: Ferraillage des voiles VY10.

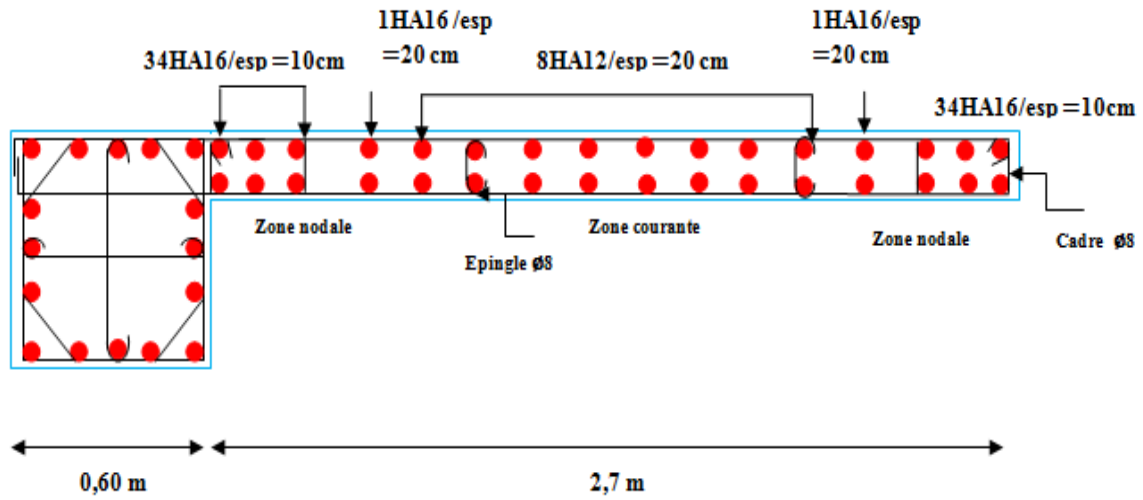


Figure V.16: Ferraillage des voiles VX7.

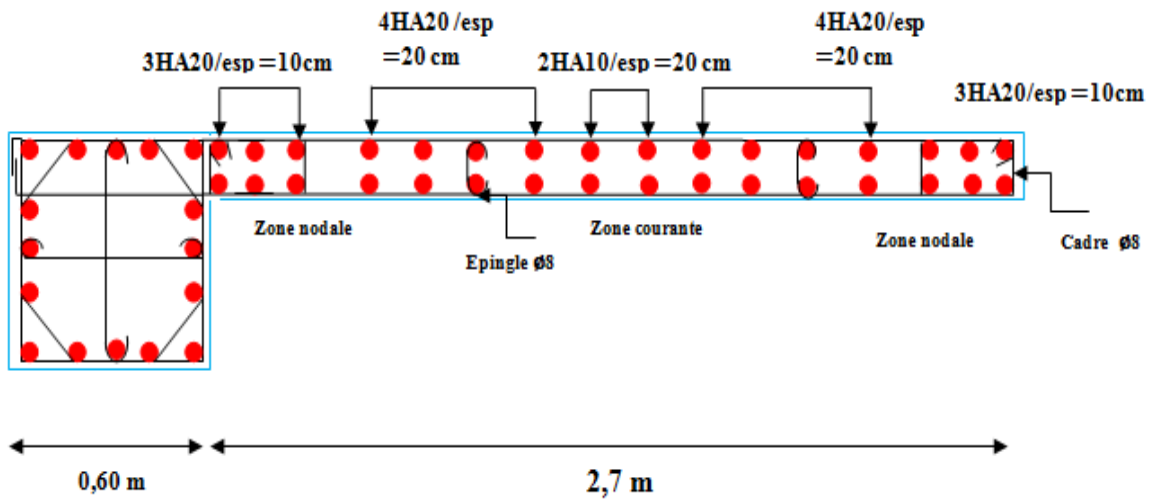


Figure V.17: Ferraillage des voiles VX8.

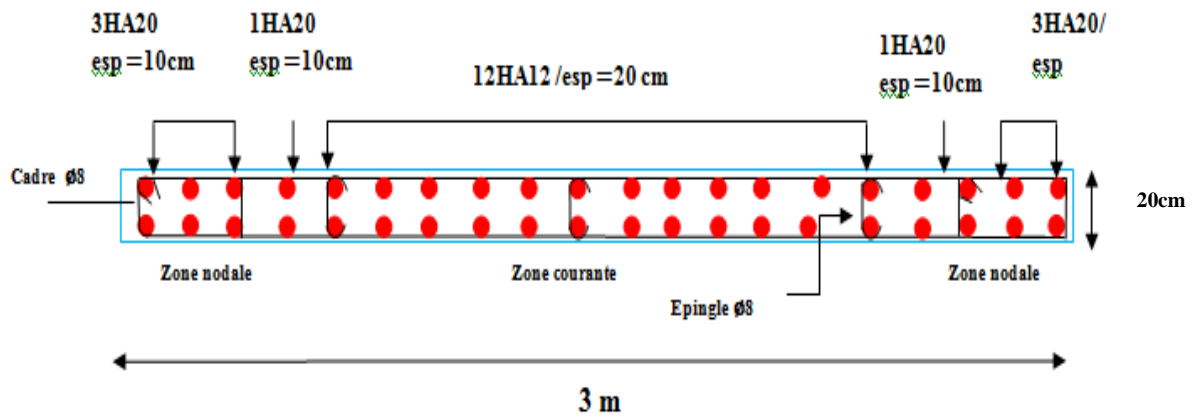


Figure V.18: Ferraillage des voiles VX9.

**VI.1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales [11].

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

**VI.2. Etude du sol :**

L'étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2,0 bars** comme contrainte admissible du sol [12], avec une profondeur de 4,5 m.

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants [11]:

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

**VI.3. Choix du type des fondations :**

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

- les semelles isolées
- les semelles filantes
- le radier général

Enfin on opte pour le choix qui convient selon le rapport du sol, la contrainte admissible et la profondeur.

**VI.3.1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

- $A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

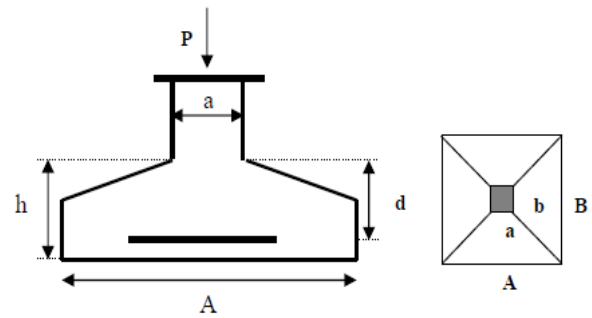


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Avec une contrainte admissible de 2,0 bars, les surfaces des semelles isolées sont présentées dans le tableau suivant :

Semelles	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>sol</sub> (bar)	N <sub>ser</sub> /σ <sub>sol</sub> = S (m <sup>2</sup> )
1	563,61	2	2,81805
2	939,76	2	4,6988
3	993,91	2	4,96955
4	708,21	2	3,54105
5	690,97	2	3,45485
6	806,12	2	4,0306
7	752,58	2	3,7629
8	535,15	2	2,67575
9	1104,02	2	5,5201
10	1190,38	2	5,9519
11	992,44	2	4,9622
12	1104,02	2	5,5201
13	1190,38	2	5,9519
14	992,44	2	4,9622
15	1287,8	2	6,439
16	1003,26	2	5,0163
17	1000,73	2	5,00365
18	1285,11	2	6,42555
19	1115,11	2	5,57555
20	6122,75	2	6,31375
21	1264,53	2	6,32265
22	1119,51	2	5,59755

Tableau VI.1: Surfaces revenantes aux semelles isolées.

$$N_{ser\ totale} = 26762,79 \text{ KN.}$$

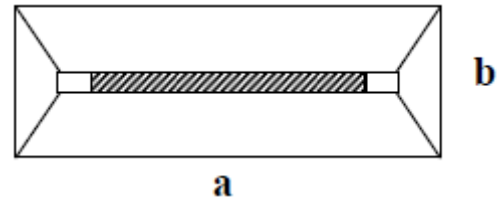
$$S_{totale} = 109,513 \text{ m}^2$$

**VI.3.2. Semelles filantes sous voiles:**

- $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a \times b}$ .

Avec :

- $\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol.
- **a**: La longueur de la semelle.
- **b**: La largeur de la semelle.



**Figure VI.2:** Semelle filante sous voile.

Voiles	N <sub>ser</sub> (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	S=N/ $\bar{\sigma}_{sol}$ (m <sup>2</sup> )
VY1	2336,44	2	11,6822
VY2	2658,38	2	13,2919
VY3	2503,66	2	12,5183
VY4	2499,17	2	12,49585
VY5	2280,69	2	11,40345
VY6	2702,45	2	13,51225
VY10	2047,6	2	10,238
VX7	2039,97	2	10,19985
VX8	653,01	2	3,26505
V10	587,3	2	2,9365
<b>Somme</b>	<b>20308,67 KN</b>		<b>101,543 m<sup>2</sup></b>

**Tableau VI.2:** Surfaces revenantes aux Semelles filantes sous voiles.

- La surface des semelles filantes des voiles :  $S_{voil} = 101,543 \text{ m}^2$
- La surface des semelles isolées sous poteaux :  $S_{pot} = 109,513 \text{ m}^2$

$$S_{tot} = 101,543 + 109,513 = 211,056 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } \frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{211,056}{317,34} = 0,66 \dots \dots \dots 66\% > 50\%.$$

**❖ Conclusion :**

On constate que la surface des semelles dépasse largement 50% de la surface totale du bâtiment ce qui explique le chevauchement entre les semelles et cela dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour une solution radier général [1].

**VI.3.3. Radier général :**

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

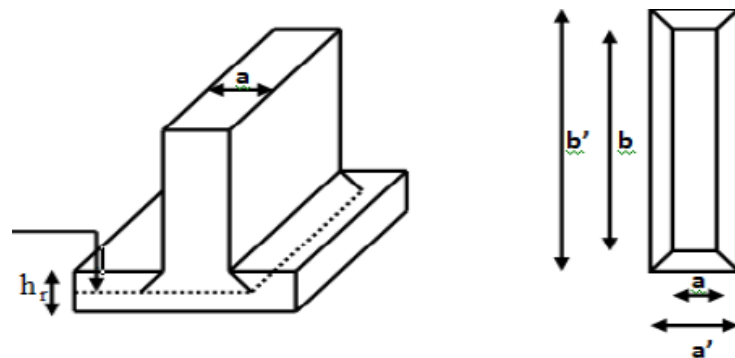
Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par de murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes [5] :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voute (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.



**Figure VI.3 :** Schéma de radier nervuré.

**VI.4. Pré dimensionnement du radier :****VI.4.1. L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

**❖ Condition forfaitaire :**

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Telle que :  $L_{\max} = 4,8 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 24 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 60 \text{ cm}$ .

**VI.4.2. Nervure :****a. La hauteur de la nervure :****❖ Condition forfaitaire :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :  $L_{\max}$  : La longueur maximale entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m} \quad \text{D'où : } h_n \geq 48 \text{ cm}.$$

Il faut respecter la condition suivante  $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

Donc on prendre :  $h_n = 120 \text{ cm}$

**❖ Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

$$K : \text{La raideur moyenne du sol } K = 50000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}.$$

$$E : \text{Le module d'élasticité longitudinal du béton } E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 74,80 \text{ cm}.$$

On adopte :  $h_n = 1,2 \text{ m}$  et  $b = 60 \text{ cm}$ .



❖ **Condition de résistance au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 3,33 \text{ Mpa}$$

Avec :

- $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU :  $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$ .
- $N_u$  : L'effort normal a la base :  $N_u = 59044 \text{ KN}$ .

D'où :

- $q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{59044}{317,34} = 186,36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $V_u = \frac{186,36 \times 4,8}{2} = 446,54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{446,54 \times 10^3}{600 \times 540 \times 1} = 1,37 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

**b. La surface minimale du radier :**

La contrainte admissible du sol doit être multipliée par un coefficient de sécurité égale 1,5 [1].

- $\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq 1,5 \sigma_{\text{sol}}$   

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,5 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{59044}{1,5 \times 200} = 196,81 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 317,34 \text{ m}^2.$$

❖ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

❖ **Calcul du débordement « D » :**

- $D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right] = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 50 \text{ cm}$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 317,34 + 0,5 \times 76,2$$

$$S_{\text{rad}} = 355,44 \text{ m}^2.$$

❖ **Vérification du poinçonnement :**➤ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit [5] :

$$\bullet N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 1765 \text{ KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 4,8 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times 4,8 \times 0,6 \times 25}{1,5} = 2160 \text{ KN} \rightarrow N_u = 1765 \text{ KN} < 2160 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Pas de risque de poinçonnement sous poteaux.

➤ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 3,60 m et  $N_u = 3684 \text{ KN}$ .

$$\text{Pour une bande de 1 ml : } \frac{N_u}{\text{ml}} = \frac{3684}{3,60} = 1023,33 \text{ KN/ml.}$$

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$\bullet N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bullet \mu_c = 2(l + b + 2h) = 5,6 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 2520 \text{ KN} \rightarrow N_u = 1023,33 \text{ KN} < 2520 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Pas de risque de poinçonnement sous voiles.

**VI.5. Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- L'inertie par rapport à X est :  $I_{xx} = 4001 \text{ m}^4$ .
- L'inertie par rapport à Y est :  $I_{yy} = 17603 \text{ m}^4$ .

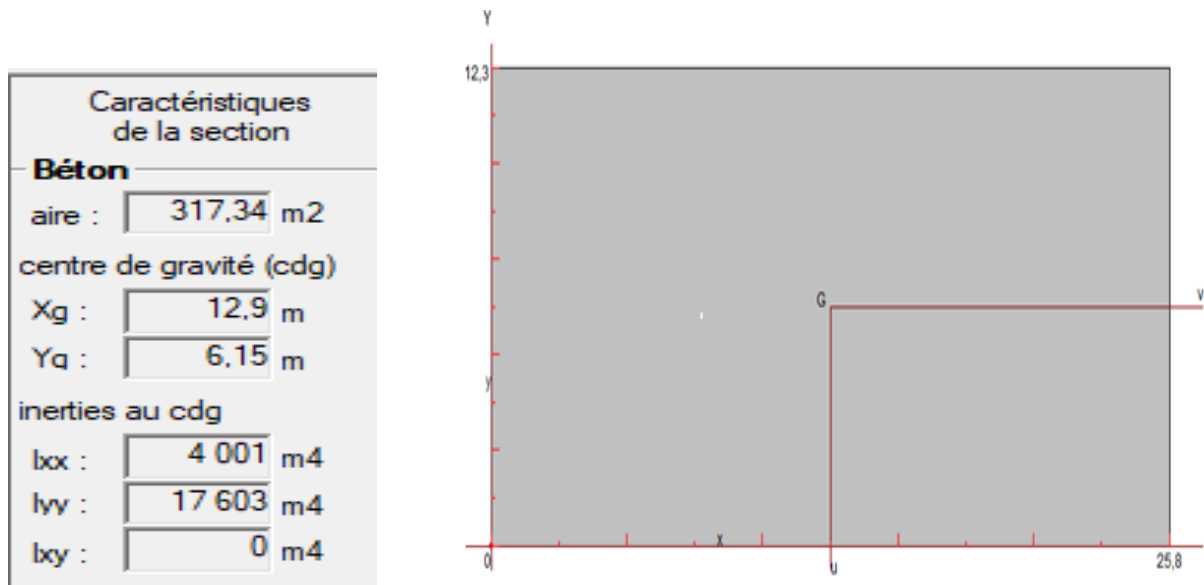


Figure VI.4: Schéma du radier sous SOCOTEC.

#### ❖ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 12,9$  m.
- $Y_g = 6,15$  m.

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{g_m} = 12,33$  m.
- $Y_{g_m} = 5,897$  m.

Donc, les valeurs de l'excentricité dans les deux directions sont :

- $e_x = 0,07$  m.
- $e_y = 2,30$  m.

#### VI.5.1. Vérification de la stabilité du radier :

##### VI.5.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible, donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$ .

$$N_t = N_{bat} + N_{rad}$$

Avec :  $N_{bat} = 59044$  KN.

$$N_{rad} = G_{rad} = 355,44 \times 0,6 \times 25 = 5331,6 \text{ KN.}$$

$$N_t = 59044 + 5331,6 = 64375,6 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{64375,6}{355,44} = 181,11 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{sol} = 200 \frac{KN}{m^2} \dots \dots \dots (CV)$$

**VI.5.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G ± E :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons accidentelles :

$$0,8 G \pm E$$

le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$  [1].

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0,8G ± E** :

Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
<b>0,8G ± E<sub>x</sub></b>	30713	190584	6,20	6,45	<b>CV</b>
<b>0,8G ± E<sub>y</sub></b>	30713	26985	0,87	3,075	<b>CV</b>

**Tableau VI.3:** Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E.

❖ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ .

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$ .
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$ .

Les inerties sont :  $I_x = 4001 \text{ m}^4$  et  $I_y = 17603 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (KN. m)</b>	190584	26985
<b>N (KN)</b>	30713	30713
<b>σ<sub>1</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	181,67	90,08
<b>σ<sub>2</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-8,86	82,72
<b>σ<sub>m</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	134,037	88,24

**Tableau VI.4:** Calcul des contraintes.

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \frac{KN}{m^2}$  , donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

### VI.5.1.3. Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ :

Les contraintes sous le radier doivent vérifier la condition :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{\text{sol}}.$$

	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (Kpa)	$\sigma_2$ (Kpa)	$\sigma_m$ (Kpa)	$1,5 \sigma_{\text{sol}}$	OB
$G + Q \pm E_x$	43201,75	269797	256,4	-13,32	188,97	300	CV
$G + Q \pm E_y$	43201,75	531974	194,07	49,01	157,805	300	CV

Tableau VI.5: Vérification de la compression sous G+Q±E.

### VI.6. Ferrailage du radier :

#### 1. Dalle de radier :

##### ❖ Les combinaisons de charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 \left( \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \sigma_{\text{sol}} \right) = 1,35 \left( \frac{5331,6}{355,44} - 200 \right) = 249,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$

ELS:

- $q_{\text{ser}} = \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \sigma_{\text{sol}} = 185 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$

##### ❖ Ferrailage du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité à pour dimensions :  $L_x = 4 \text{ m}$  ,  $L_y = 4,8 \text{ m}$  ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

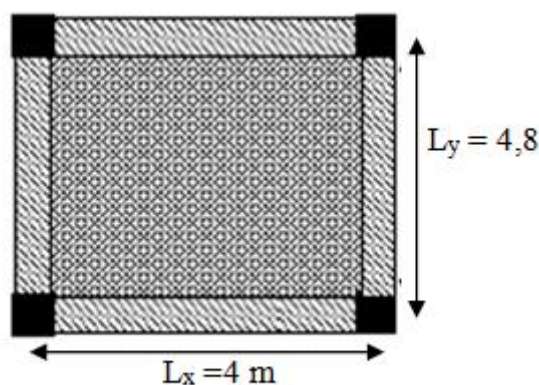


Figure. VI.5: Le panneau le plus sollicité.

$\alpha = 0,83 > 0,4 \rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens.

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$  Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

ELU :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_u$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN. m)	$M_{oy}$ (KN. m)
4,8×4	4	4,8	0,83	249,75	0,0526	0,6532	210,19	137,29

Tableau VI.6: Les sollicitations à l'ELU.

ELS :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN. m)	$M_{oy}$ (KN. m)
4,8×4	4	4,8	0,83	185	0,0526	0,6532	155,696	101,70

Tableau VI.7: Les sollicitations à l'ELS.

❖ Calcul des sections d'armatures :

## 1. Panneaux de rives :

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,3 M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

## 2. Panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0,75M_0$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_u$ (KN, m)	84,07	157,64	68,64	102,97
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0,6	0,6	0,6	0,6
$d$ (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,16	14,16	14,16	14,16
$\mu_{bu}$	0,023	0,033	0,0155	0,025
$A$	0,029	0,041	0,019	0,031
$Z$ (m)	0,53	0,53	0,53	0,53
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4,55	8,54	3,72	5,58
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,52	6,52	6,52	6,52
Choix des barres	7HA12	6HA14	7HA12	7HA12
$A_s$ adop (cm <sup>2</sup> )	7,92	9,24	7,92	7,92

Tableau VI.8: Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

❖ **Espacement maximal :**

En travée :

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sur appui :

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

On opte pour un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$ **ELS :**

on considère que la fissuration est très préjudiciable.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	62,28	116,77	55,35	76,28
$h$ (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
$d$ (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
$y$ (cm)	10,93	10,93	10,93	10,93
$I$ (cm <sup>4</sup> )	300631,4964	300631,4964	300631,4964	300631,4964
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,0207	0,0387	0,018	0,0254
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	2,26	4,23	1,98	2,77
$\sigma_{st}$ (MPa)	133,73	250,02	116,29	164,09
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CV</b>	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.9:** Vérification des contraintes à l'ELS.

On remarque que la contrainte  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$  n'est pas vérifiée dans le cas d'une travée, donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service est atteinte.

❖ **Calcul des armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $\leq \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{tx}=116,77$	0,0024	0,9188	14,01	46,61	5,19	Vérifiée	7HA16=14,07	15

Tableau VI.10: ferrailage à l'ELS.

**VI.7. Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50$  cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0,6$  m,  $d = 54$  cm.

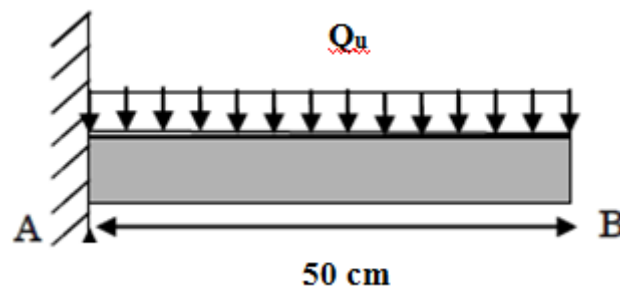


Figure VI.6: Schéma statique du débord.

La fissuration est jugée très préjudiciable, donc l'ELS est le prépondérant :

**❖ Ferrailage à ELS:**

- $Q_{ser} = 124,01 \frac{KN}{m^2} \rightarrow M_{max} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} = 15,50$  KN.m.
- $\sigma_{st adm} = 164,97$  MPa et  $\sigma_{bc adm} = 15$  Mpa.

Avec :

- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_{st adm}}$ .
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0,428$  m
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc adm}}{15 \times \sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} = 0,62$
- $M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{bc adm} = 1290,85$  KN.m

$M_{ser} < M_{rb}$  : Section simplement armée.

Donc :  $A_{ser} = 2,19$  cm<sup>2</sup>.



## ❖ Condition de non fragilité :

- $A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7,45 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = \max [A_{ser} ; A_{s \min}]$   
 $A_s = 7,45 \text{ cm}^2$ .

On adopte : 7HA12 = 7,92 cm<sup>2</sup>.

## ❖ L'armature de répartition :

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$ .
- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

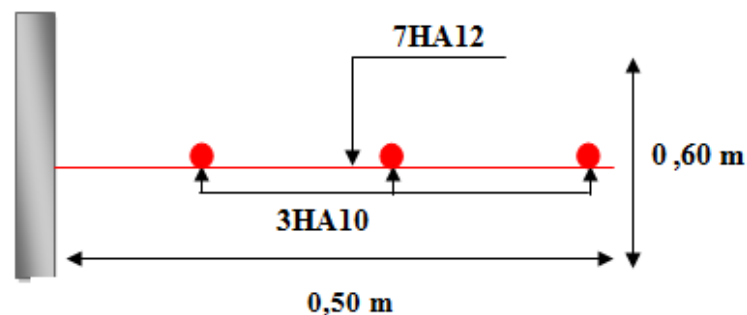
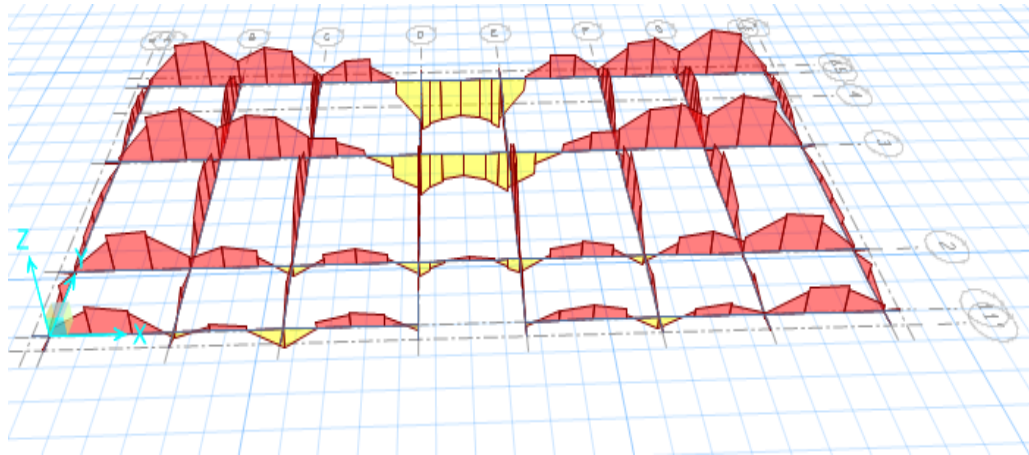


Figure VI.7: Ferrailage du débord.

## VI.8.Calcul des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres disposées sur les dalles. La largeur et la hauteur de la nervure sont 50 cm et 120 cm respectivement.

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées par logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** ». Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.



**Figure VI.8:** diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016.

❖ **Ferraillage :**

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité :  $L_x = 4 \text{ m}$  ,  $L_y = 4,8 \text{ m}$  et  $(b \times h) = (60 \times 120) \text{ cm}^2$ .

• **ELU :**

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_u$ (KN, m)	525,13	831,75
$b$ (m)	0,60	0,60
$h$ (m)	1,20	1,20
$d$ (m)	1,08	1,08
$F_{su}$ (Mpa)	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,16	14,16
$Z$ (m)	1,03	1,05
$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	14,36	22,13
$A_{s \text{ min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	7,82	7,82
Chois des barres	8HA16	4HA16 + 4HA25
$A_{s \text{ adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	16,08	27,68

**Tableau VI.11:** Ferraillage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.

❖ **Calcul des armatures à l'ELS :**

Le calcul à l'ELS de la flexion simple en considérant la fissuration très préjudiciable :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad , \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} .$$

De plus on doit vérifier la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

ELS	Appuis	Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN, m)</b>	393,37	612,10
<b>h (m)</b>	1,20	1,20
<b>b (m)</b>	0,60	0,60
<b>d (m)</b>	1,08	1,08
<b>σ<sub>st adm</sub> (Mpa)</b>	164,97	164,97
<b>μ<sub>s</sub></b>	0,0040	0,0064
<b>β<sub>s</sub></b>	0,8984	0,8763
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	24,57	39,20
<b>Choix des barres</b>	<b>4HA25 + 4HA16</b>	<b>8HA25</b>
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	27,68	39,27
<b>K</b>	34,22	25,41
<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	4,82	6,49
<b>σ<sub>bc</sub> &lt; 15 Mpa</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.12:** Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$  Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{517,206 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0,98 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

❖ **Les armatures de peau :**

Sont calculées par :  $A_p = 0,1\% b \times h \rightarrow A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 120}{100} = 6 \text{ cm}^2$ .

On adopte au milieu de la section de nervure : 6HA12.

## ❖ Les armatures transversales :

Espaceurment :

$$S_t \left[ \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(25; 24) \right]$$

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

## ❖ section des armatures transversales [5]:

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$
- $A_t = \frac{0,4 \times 60 \times 10}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$ .

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par [1]:

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- $A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte 4 cadres de  $\phi 8$ .

- Dans les zones courantes :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

## ❖ Schéma de ferrailage :

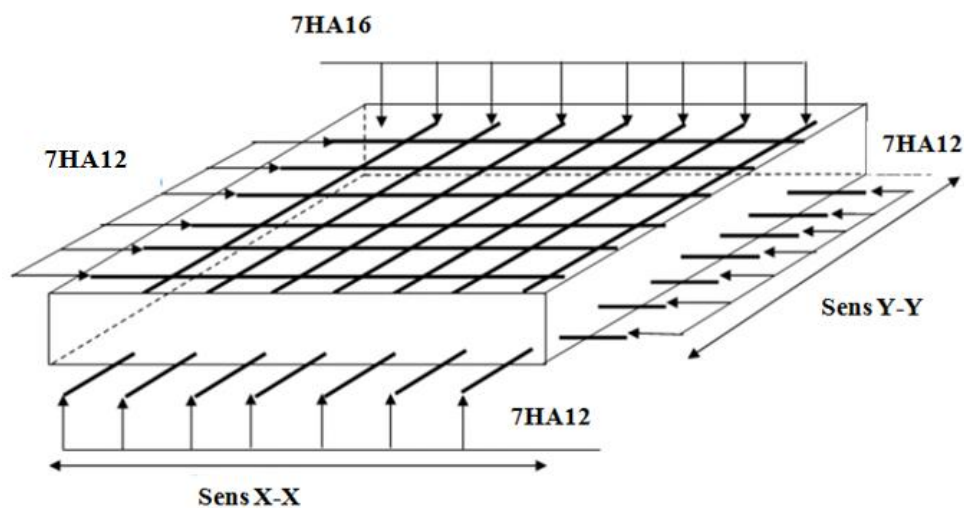


Figure VI.9: Schéma de ferrailage du radier.

- Dans les deux sens on adopte ce ferrailage pour les nervures :

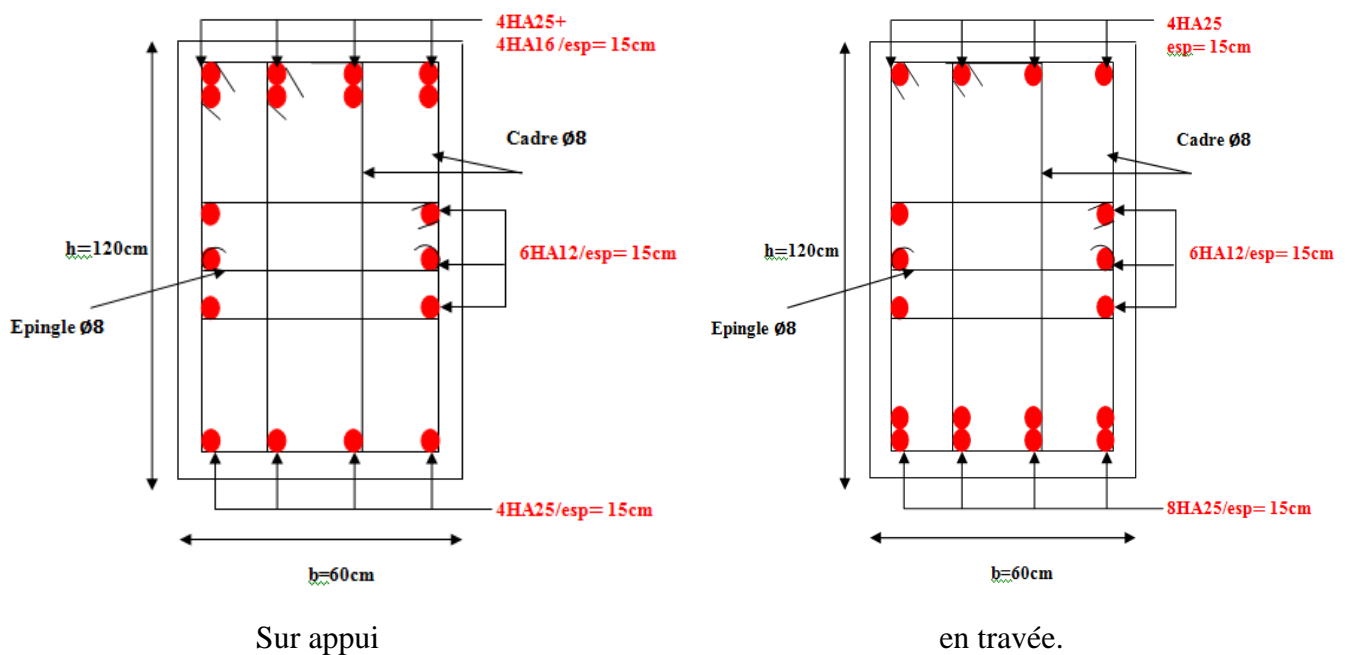


Figure VI.10: Schéma de ferrailage des nervures .

## VI.9.Voile périphérique :

### VI.9.1.Introduction :

Les ossatures au-dessous du niveau base, doit comporter un voile d'infrastructure continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de la base.

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 10,2 m pour permettre la réalisation de 3 entres sol, assure à la fois un bon chainage et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations. il doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ L'épaisseur minimale est de 15 cm
- ❖ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ❖ Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les deux sens.
- ❖ Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.9.2. Dimensionnement du voile :

l'épaisseur minimale du voile est de 15cm et l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du l'entre sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20) [1].$$

on adopte = 20 cm.

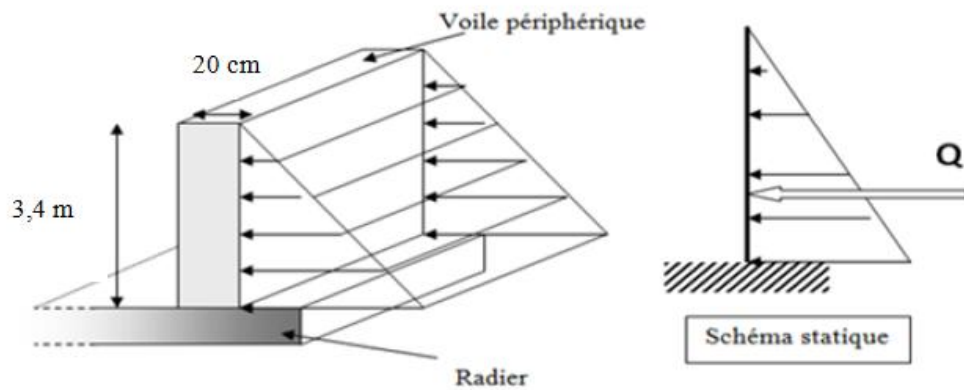


Figure VI.11: Répartition des charges de voile périphérique.

### VI.9.3. Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

Données :

- Surcharges éventuelle :  $q=5\text{KN}/\text{m}^2$ .
- poids volumique :  $=18\text{KN}/\text{m}^3$ .
- Angle de frottement interne égal à  $23^\circ$ .
- Cohérence :  $C = 0$ .

Les paramètres du sol ont été obtenus à partir du rapport de sol complété pour le site.

#### a) Poussée due aux terres :

$$K_0 = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,438$$

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,438 \times 18 \times h$$

$$h=0 \quad \sigma_h = 0 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

$$h=3,4 \quad \sigma_h = 26,80 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

#### b) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation  $q = 5\text{KN}/\text{m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 0,438 \times 5 = 2,19 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

#### c) Contrainte totale :

A ELU :

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

$$\text{Pour } h=0 \quad \sigma_{u \text{ min}} = 7,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pour } h=3,4 \quad \sigma_{u \max} = 43,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 34,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**A ELS :**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \quad \sigma_{\min} = 2,19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pour } h = 3,4\text{m} \quad \sigma_{\max} = 28,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22,29 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 34,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad \text{et} \quad P_{\text{ser}} = 22,29 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

**VI.9.4. Ferrailage du voile périphérique. :**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m. Le panneau à étudier est de dimension  $(4 \times 4,8) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\frac{L_x}{L_y}$  :

$$\bullet \quad \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,8} = 0,75\text{m} > 0,4$$

Donc le panneau travail dans les deux sens.

**❖ À l'ELU :**

- $\mu_x = 0,0621$
- $\mu_y = 0,5105$

**❖ Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$  . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$  . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$q_u(\text{KN})$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
<b>3,6×4,8</b>	3,6	4,8	0,8	34,64	0,0621	0,5105	27,88	14,23

**Tableau VI.13:** Les sollicitations à l'ELU.

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN. m)	$M_{oy}$ (KN. m)
<b>3,6×4,8</b>	3,6	4,8	0,8	22,29	0,0621	0,5105	17,94	9,16

Tableau VI.14: Les sollicitations à l'ELS.

## ❖ Calcul des sections d'armatures :

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \times M_y$ ).

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50 \times M_y$ ).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_u$ (KN, m)	13,94	23,69	7,12	12,06
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	15	15	15	15
$Z$ (m)	0,177	0,176	0,166	0,177
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	2,27	3,36	1,23	1,96
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,49	2,49	2,49	2,49
Choix des barres	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>
$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93	3,93

Tableau VI.16: Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.

## ❖ Vérification à l'ELS :

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	8,97	15,25	4,58	7,78
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$y$ (cm)	4,05	4,05	4,05	4,05
$I$ (cm <sup>4</sup> )	13686,15	13686,15	13686,15	13686,15



$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,0655	0,111	0,0335	0,0569
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	2,65	4,51	1,35	2,30
$\sigma_{st}$ (MPa)	137,14	233,15	70,02	118,95
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CNV	CV	CV

Tableau VI.17: Vérification à l'ELS.

## ❖ Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}.$$

Avec vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa .

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$K$	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $\leq \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{ix}=15,25$	0,0028	0,9131	5,62	42,53	3,88	Vérifiée	5HA12=5,65	20

Tableau VI.10: ferrailage à l'ELS.

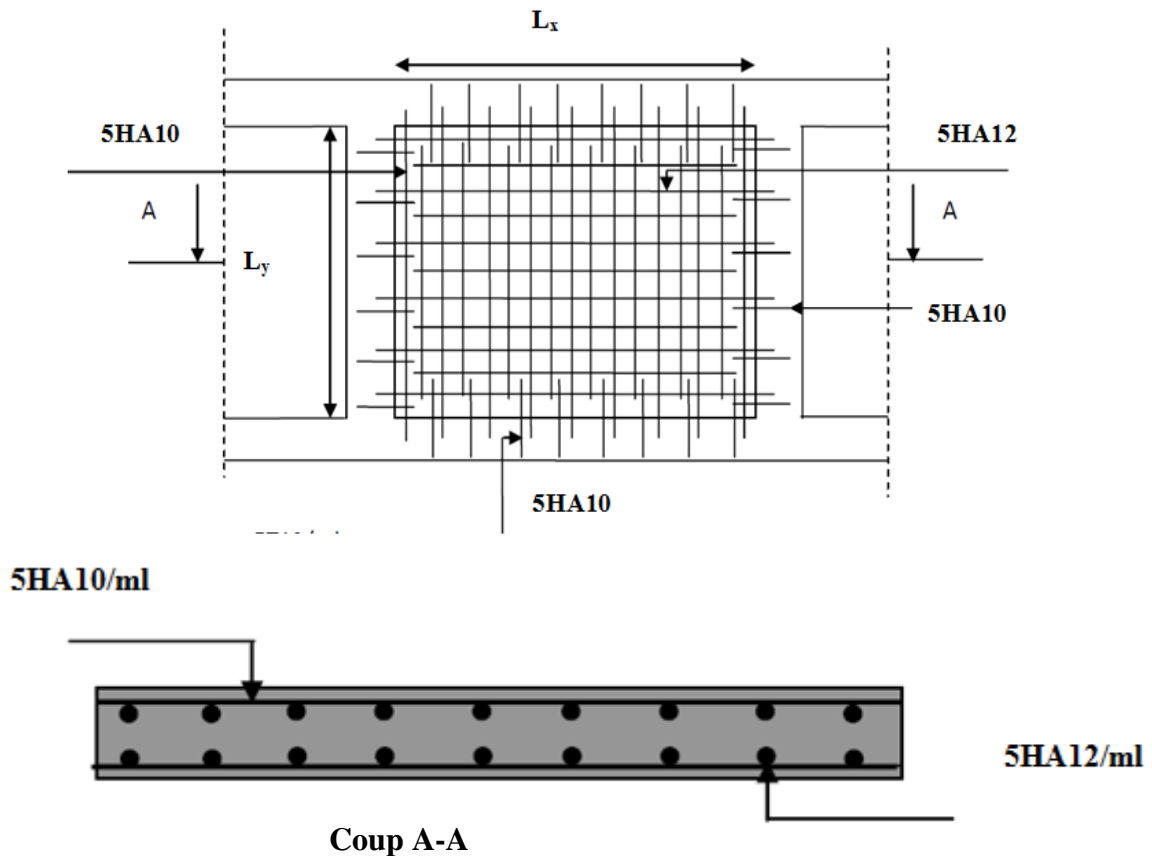
## ❖ Condition exigée par le RPA99/version 2003.

Le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes [1].

$$A_l = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal).}$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal).}$$

## ❖ Schéma de ferrailage :



**Figure VI.12:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

### VI.10.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites. Nous sommes ensuite passés au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé. Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrillé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

### VII.1.Introduction :

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles .Cependant, l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique à commencer après le tremblement de terre majeur d'EL-Asnam en octobre 1980 par l'apparition du premier règlement parasismique « RPA 81 » suivi par la mise à jour de 1983 « RPA 81/version 83 ». En 1988, viennent les RPA 88 ou la méthode modale spectrale été introduite pour la première fois comme annexe. En 2000, une version plus complète des règlements algériennes parasismique « RPA 99 » ou la méthode modale spectrale est utilisée au même niveau que la méthode statique équivalente. La quatrième révision a eu lieu après le séisme de BOUMERDES en 2003 et actuellement appliquée : « **RPA99/version2003**» [14].

Depuis ces dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), construire des structures en portiques auto-stable devient pratiquement impossible. En effet, Le RPA nous interdit de concevoir des bâtiments de plus de 14 m de hauteur en zone IIa et de 11 m en zone IIb. L'unique solution pour contourner cette interdiction est l'ajout de voiles aux portiques auto-stables, c'est-à-dire construire en structures mixtes voiles-portiques [1].

Dans ce présent chapitre une étude de l'influence de l'épaisseur des voiles sur la réponse dynamique de la structure été faite. Le but est d'amener une étude d'optimisation pour diminuer l'effort sismique et rendre la structure moins rigide.

Le principe de ce travail est de faire varier l'épaisseur des voiles de la variante adoptée de notre projet toute en gardant le volume constant des voiles (volume de béton) et en respectant les conditions de dimensionnement dictées par le règlement RPA afin d'éviter les problèmes d'instabilités, comme l'effet de voilement, des éléments minces.

Quatre variantes en été proposé pour différents dimensions des voiles considérés qui sont :

- Voiles d'épaisseur 15cm ;
- Voiles d'épaisseur 18cm ;
- Voiles d'épaisseur 20cm ;
- Voiles d'épaisseur 25cm.

L'étude est porter sur de la réponse dynamique pour les grandeurs suivantes :

- La valeur de la période fondamentale de vibration,
- La valeur de l'effort tranchant global à la base.

## Chapitre VII : Etude Comparative de l'effet d'épaisseur des voiles sur la réponse dynamique

- La valeur du moment fléchissant à la base.
- Le déplacement de niveau.

L'analyse été faite au moyen du logiciel de calcul ETABS.

### VII.2.Résultats de l'analyse dynamique :

#### VII.2.1. Période fondamentale :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
<b>Voile 1 e=15cm</b>	1	0,656446	71,0276	0,0002	71,0276	0,0002	0,3676	0,3676
	2	0,494924	0,0006	66,4808	71,0281	66,481	0,0127	0,3804
	3	0,375998	0,5617	0,0122	71,5899	66,4931	66,3023	66,6826
<b>Voile 2 e=18cm</b>	1	0,671896	71,2819	0,0001	71,2819	0,0001	0,2979	0,2979
	2	0,523456	0,0004	66,412	71,2823	66,4122	0,0122	0,3101
	3	0,39607	0,4254	0,0115	71,7077	66,4237	66,5014	66,8115
<b>Voile3 e=20cm</b>	1	0,6951	71,8279	0,0004	70,8279	0,0004	0,5317	0,5317
	2	0,549366	0,001	66,2262	70,8289	66,2266	0,0126	0,5442
	3	0,418798	0,6846	0,0122	71,5134	66,2387	66,0775	66,6217
<b>Voile 4 e=25cm</b>	1	0,831366	72,3071	0,0001	72,3071	0,0001	0,1919	0,1919
	2	0,629362	0,0003	68,6216	72,3074	68,6217	0,0161	0,208
	3	0,488915	0,2194	0,0152	72,5269	68,6369	69,1979	69,4059

**Tableau VII.1:** Périodes et Facteurs de participation massique des quatre variantes.

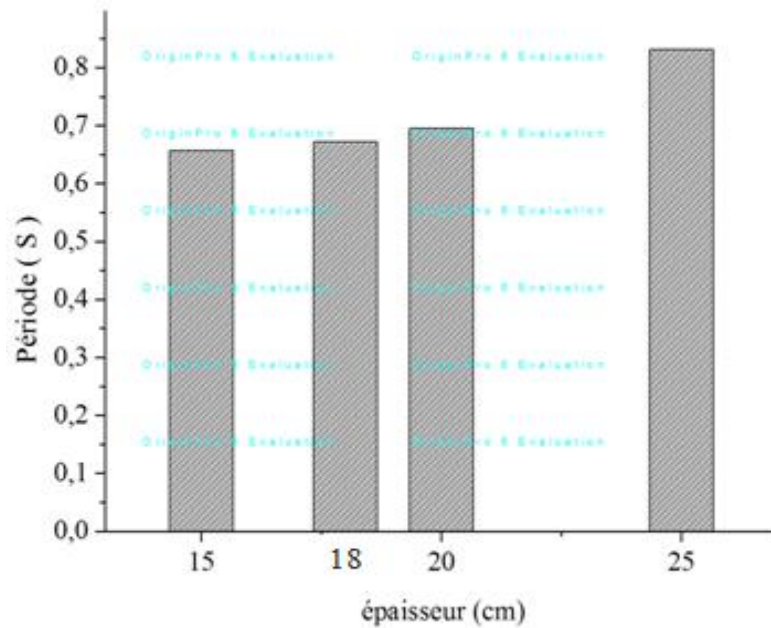


Figure VII.1: Périodes fondamentale des variantes étudiées.

### ❖ Discussion des résultats :

- La comparaison de ces résultats nous montre que la période fondamentale de vibration est variable proportionnellement aux dimensions de l'épaisseur des voiles considérés. Cette variation est de l'ordre de 2% à 5% pour l'épaisseur de 18cm et 20cm et atteint les 23% pour l'épaisseur de 25cm par rapport à la première variante d'épaisseur 15 cm.
- Cette augmentation est liée systématiquement à la valeur de la rigidité de chaque variante et comme cette rigidité est proportionnelle à l'épaisseur ( $R_{v1} > R_{v2} > R_{v3} > R_{v4}$ ), alors la période fondamentale est inversement proportionnelle à la rigidité.
- La deuxième constatation des résultats obtenus est que les facteurs de participation massique est presque invariable car la répartition de la rigidité par niveau est similaire pour les différentes variantes.

VII.2.2. Les déplacements d'étages suivant les deux sens:

Variante 01 : épaisseur 15cm

Planchers	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	OB
9ème étage	2,24	7,84	1,48	5,18	0,56	0,49	3,06	CV
8ème étage	2,08	7,28	1,34	4,69	0,595	0,56	3,06	CV
7ème étage	1,91	6,685	1,18	4,13	0,63	0,42	3,06	CV
6ème étage	1,73	6,055	1,06	3,71	0,665	0,525	3,06	CV
5ème étage	1,54	5,39	0,91	3,185	0,7	0,49	3,06	CV
4ème étage	1,34	4,69	0,77	2,695	0,665	0,455	3,06	CV
3ème étage	1,15	4,025	0,64	2,24	0,7	0,455	3,06	CV
2ème étage	0,95	3,325	0,51	1,785	0,665	0,42	3,06	CV
1er étage	0,76	2,66	0,39	1,365	0,665	0,385	3,06	CV
RDC	0,57	1,995	0,28	0,98	0,595	0,35	3,06	CV
Sous-sol 1	0,4	1,4	0,18	0,63	0,63	0,28	3,4	CV
Sous-sol 2	0,22	0,77	0,1	0,35	0,49	0,245	3,4	CV
Sous-sol 3	0,08	0,28	0,03	0,105	0,28	0,105	3,4	CV

Tableau VII.2: valeurs et vérification des déplacements variante 01.

Variante 02 : épaisseur 18cm

Planchers	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	OB
9ème étage	2,39	8,365	1,58	5,53	0,9625	0,525	3,06	CV
8ème étage	2,115	7,4025	1,43	5,005	0,595	0,525	3,06	CV
7ème étage	1,945	6,8075	1,28	4,48	0,6475	0,525	3,06	CV
6ème étage	1,76	6,16	1,13	3,955	0,6825	0,56	3,06	CV
5ème étage	1,565	5,4775	0,97	3,395	0,7	0,525	3,06	CV
4ème étage	1,365	4,7775	0,82	2,87	0,6825	0,49	3,06	CV
3ème étage	1,17	4,095	0,68	2,38	0,7175	0,49	3,06	CV
2ème étage	0,965	3,3775	0,54	1,89	0,6825	0,455	3,06	CV
1er étage	0,77	2,695	0,41	1,435	0,665	0,385	3,06	CV
RDC	0,58	2,03	0,3	1,05	0,6125	0,385	3,06	CV
Sous-sol 1	0,405	1,4175	0,19	0,665	0,63	0,315	3,4	CV

## Chapitre VII : Etude Comparative de l'effet d'épaisseur des voiles sur la réponse dynamique

<b>Sous-sol 2</b>	0,225	0,7875	0,1	0,35	0,49	0,245	3,4	CV
<b>Sous-sol 3</b>	0,085	0,2975	0,03	0,105	0,2975	0,105	3,4	CV

**Tableau VII.3:** valeurs et vérification des déplacements variante 02.

### Variante 03 : épaisseur 20cm

Planchers	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	OB
9ème étage	2,54	8,52	1,66	5,810	0,760	0,525	3,06	CV
8ème étage	2,15	7,60	1,51	5,285	0,690	0,560	3,06	CV
7ème étage	1,98	6,93	1,35	4,725	0,670	0,560	3,06	CV
6ème étage	1,79	6,26	1,19	4,165	0,700	0,560	3,06	CV
5ème étage	1,59	5,56	1,03	4,050	0,700	0,560	3,06	CV
4ème étage	1,39	4,86	0,87	3,045	0,700	0,525	3,06	CV
3ème étage	1,19	4,16	0,72	2,520	0,730	0,525	3,06	CV
2ème étage	0,98	3,43	0,57	1,995	0,700	0,490	3,06	CV
1er étage	0,78	2,73	0,43	1,505	0,670	0,420	3,06	CV
RDC	0,59	2,06	0,31	1,085	0,630	0,385	3,06	CV
Sous-sol 1	0,41	1,43	0,20	0,700	0,630	0,315	3,4	CV
Sous-sol 2	0,23	0,80	0,11	0,385	0,490	0,245	3,4	CV
Sous-sol 3	0,09	0,31	0,04	0,140	0,310	0,140	3,4	CV

**Tableau VII.4:** valeurs et vérification des déplacements variante 03.

### Variante 04 : épaisseur 25cm

Planchers	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	OB
9ème étage	2,9	10,15	1,96	6,86	0,63	0,595	3,06	CV
8ème étage	2,72	9,52	1,79	6,265	0,7	0,56	3,06	CV
7ème étage	2,52	8,82	1,63	5,705	0,735	0,63	3,06	CV
6ème étage	2,31	8,085	1,45	5,075	0,84	0,63	3,06	CV
5ème étage	2,07	7,245	1,27	4,445	0,875	0,63	3,06	CV
4ème étage	1,82	6,37	1,09	3,815	0,875	0,595	3,06	CV

3ème étage	1,57	5,495	0,92	3,22	0,91	0,595	3,06	CV
2ème étage	1,31	4,585	0,75	2,625	0,91	0,595	3,06	CV
1er étage	1,05	3,675	0,58	2,03	0,91	0,525	3,06	CV
RDC	0,79	2,765	0,43	1,505	0,84	0,49	3,06	CV
Sous-sol 1	0,55	1,925	0,29	1,015	0,875	0,49	3,4	CV
Sous-sol 2	0,3	1,05	0,15	0,525	0,7	0,35	3,4	CV
Sous-sol 3	0,1	0,35	0,05	0,175	0,35	0,175	3,4	CV

Tableau VII.5: valeurs et vérification des déplacements variante 04.

❖ Courbes de déplacements de niveaux :

Sens XX :

Les valeurs de déplacements horizontaux des niveaux de la structure sont représentées sur la figure VII.2 suivante :

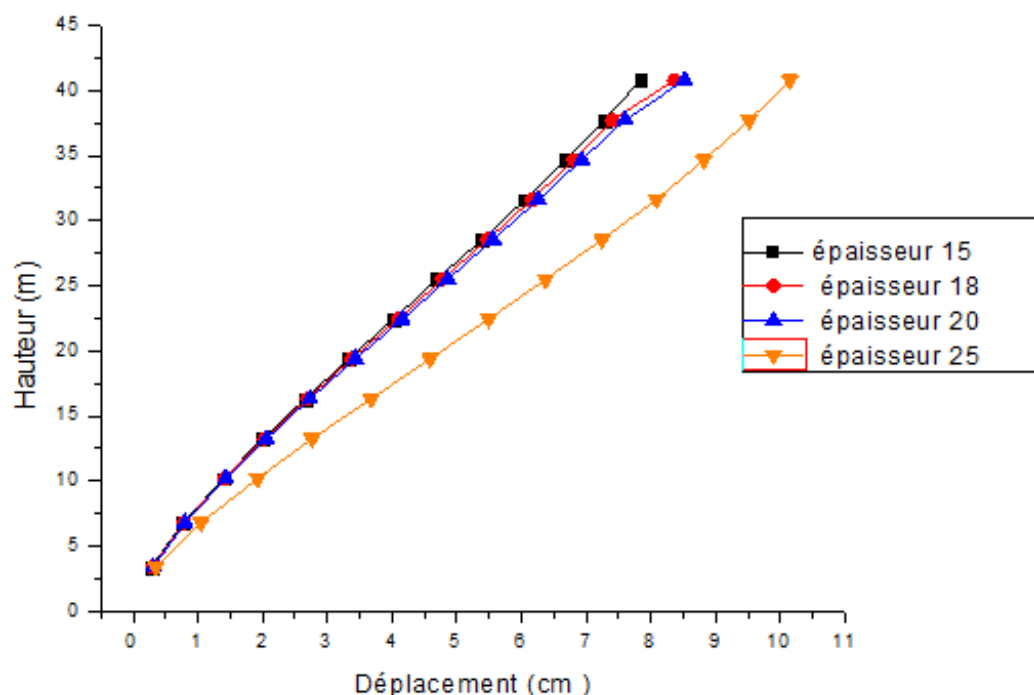


Figure VII.2: déplacements des niveaux sens XX.

❖ Commentaire :

- On remarque des résultats obtenus que les déplacements des niveaux de la variante 04 (épaisseur 25cm) soient plus importants que celle des autres cas. Pour les



variantes 01 ; 02 et 03 les déplacements sont très proches et presque même confondus aux étages inférieurs.

- Le déplacement maximal du dernier niveau de la variante 04 dans le sens X dépasse celle de la variante 01 du même niveau de 22,5%. Ceci explique le gain de rigidité de la structure dans la variante 01 par rapport à la variante 04.

### Sens YY :

Les valeurs de déplacements horizontaux des niveaux de la structure sont représentées sur la figure VII.3 suivante :

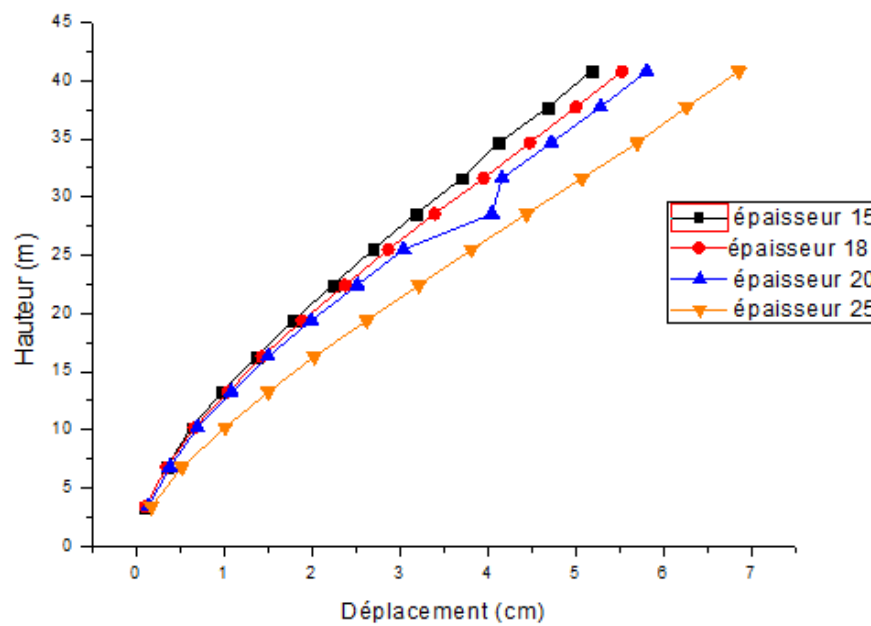


Figure VII.3: déplacements des niveaux sens YY.

### ❖ Constatation :

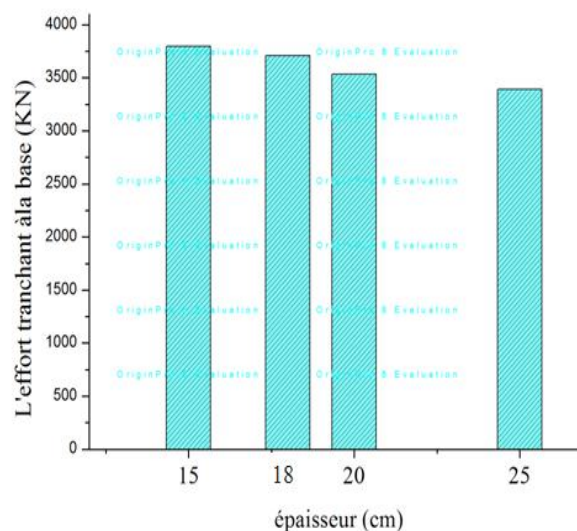
- On remarque des résultats obtenus que les déplacements des niveaux de la variante 04 (épaisseur 25cm) est plus importants que celle des autres cas. Pour les variantes 01 ; 02 et 03 les déplacements sont proches et presque confondus aux étages inférieurs.
- Le déplacement maximal du dernier niveau de la variante 04 dans le sens X dépasse celle de la variante 01 du même niveau de 24,5%. Ceci explique le gain de rigidité de la structure dans la variante 01 par rapport à la variante 04.

**VII.2.3. Effort tranchant à la base :**

	<b>XX (KN)</b>	<b>YY(KN)</b>
<b>e=15cm</b>	3797,62	4170,96
<b>e=18cm</b>	3711,55	4045,93
<b>e=20cm</b>	3532,89	3907,72
<b>e=25cm</b>	3391,34	3665,26

**Tableau VII.6:** valeurs de l'effort tranchant à la base sens X et Y.

**Sens XX :**



**Figure VII.4:** histogramme de l'effort tranchant à la base sens XX.

**Sens YY :**

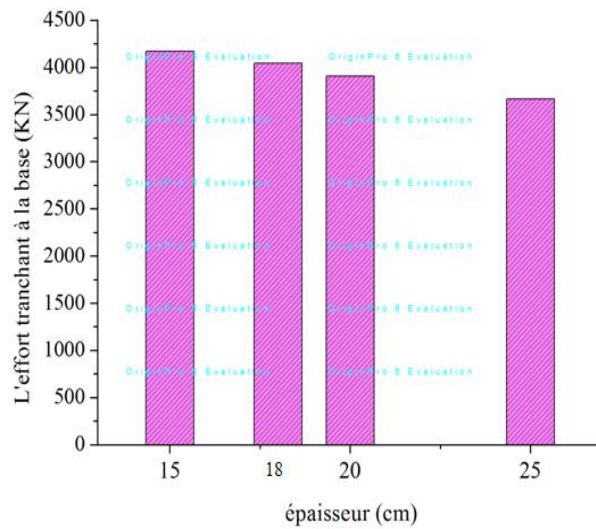


Figure VII.5: histogramme de l'effort tranchant à la base sens YY.

❖ **Commentaire :**

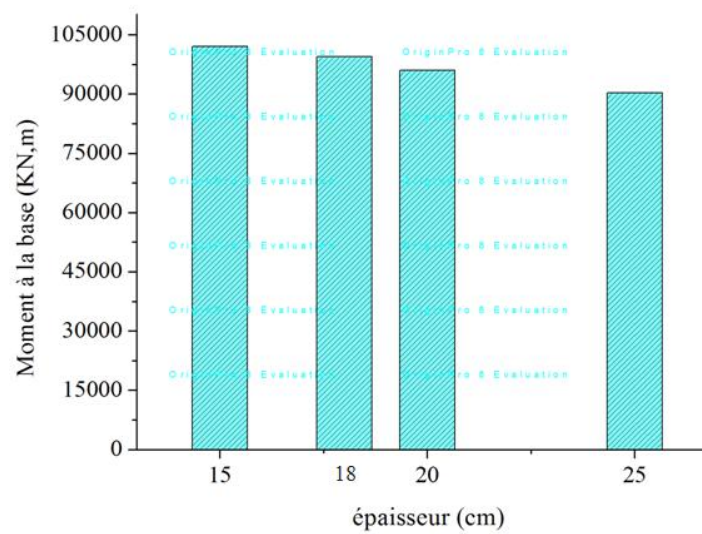
- Des résultats obtenus on remarque que l'effort tranchant à la base est plus important à la variante 01 et il vari inversement proportionnelle par rapport à l'épaisseur.
- Cette variation de l'effort tranchant à la base dans le sens XX est de l'ordre de 2,27% ; 6,97% et de 10,7 % des variantes 02 ; 03 et 04 respectivement par rapport à la première variante.
- Dans le sens YY elle est de l'ordre : 3 % ; 6,3 % et 12,2 % des variantes 02 ; 03 et 04 respectivement par rapport à la première variante.

**VII.2.4.Moment fléchissant à la base :**

	XX (KN.m)	YY(KN.m)
<b>15 cm</b>	102064,3	114391,3
<b>18 cm</b>	99391,1	110750,8
<b>20 cm</b>	96007,6	106758,5
<b>25 cm</b>	90327,91	99746,36

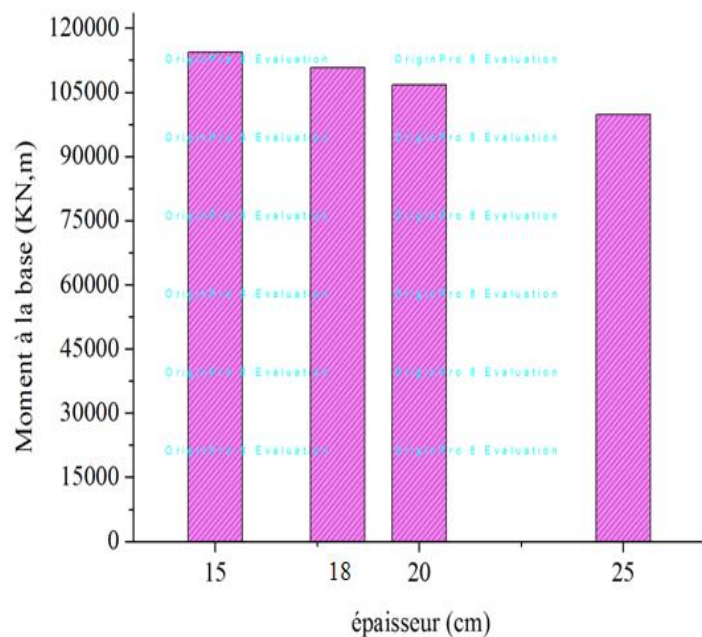
Tableau VII.7: valeurs des moments fléchissant à la base.

**Sens XX :**



**Figure VII.6:** Variation de moment fléchissant à la base sens XX.

**Sens YY :**



**Figure VII.7:** Variation de moment fléchissant à la base sens YY.

❖ **On observe :**

- La figure VII.5 et VII.7 montre que les valeurs de Moment fléchissant à la base illustré pour les différents épaisseurs est diminué.
- On voit clairement que le moment maximum ne dépasse pas 105000 KN.m, dans le sens X. et 120000 KN.m cm dans le sens Y pour  $e=15$

- A chaque fois que l'épaisseur augmente on remarque le moment fléchissant à la base est diminué.
- On conclut que l'épaisseur influe sur le moment fléchissant.

### VII.3. Conclusion et recommandation :

Plusieurs points peuvent être relevés de cette étude à savoir :

- La période de vibration de la structure est intimement liée à la rigidité de celle-ci.
- La période donnée pour des voiles d'épaisseur (15 cm) est moins large que celle des autres épaisseurs.
- La réponse dynamique de la structure représentée par l'effort tranchant et le moment fléchissant à la base sont aussi influencées par la valeur de l'épaisseur considérée.
- De même pour les déplacements des niveaux sont aussi fonction de la rigidité de la structure.

Dans le stade de pré-dimensionnement des éléments de voiles de contreventement d'une structure, nous recommandons que l'épaisseur adoptée soit l'épaisseur minimale des critères de dimensionnement donnés dans le règlement RPA afin d'avoir une structure stable, résistante et moyennement rigide pour assurer une bonne ductilité.

### Conclusion Général

Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur, il permet à ce dernier d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et les règlements régissant le domaine étudié.

Parmi les conclusions que j'ai tiré de ce travail, je cite les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.
- Concernant le contreventement et la disposition des voiles, j'ai aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.
- Partager la structure en zones m'a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- J'ai constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :
  - La résistance
  - La durabilité
  - L'économie
- J'ai pris aussi conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, ETABS, ...ou encore SAFE 16.0.1 que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.
- Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du ETABS, m'a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration.

## Conclusion Générale

---

Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.

---

## *Introduction générale*

---



---

***Chapitre I***  
***Présentation de projet et caractéristiques***  
***des matériaux***

---

---

***Chapitre II***  
***Pré-dimensionnement des éléments  
structuraux et la descente de charge***

---

---

***Chapitre III***  
***Calcul des éléments secondaires***

---

---

*Chapitre IV*  
*Analyse dynamique*

---

---

*Chapitre V*  
*Ferraillage des éléments porteurs*

---

---

***Chapitre VI***  
***Etude de l'infrastructure***

---

---

## *Chapitre VII*

*Etude Comparative de l'effet d'épaisseur des voiles sur la réponse dynamique .*

---

---

## *Conclusion générale*

---



---

## *Bibliographique*

---

---

## *Référence*

---

---

## *Annexes*

---




# *Bibliographique*




## **REGLEMENT**

 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003

 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93

 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

## **LIVRES**

 Structure en Béton armé

## **LOGICIELS**

Logiciel d'analyse des structures ETABES

Logiciel d'analyse des infrastructures SAFE 16.0.1

Logiciel de ferrailage SOCOTEC

EXCEL 2013

WORD 2013

AUTO CAD 2013

## ANNEXE 1

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE 2

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,110 1	0,250 0	0,112 1	0,2854	<b>0,71</b>	0,067 1	0,447 1	0,073 1	0,594
<b>0,41</b>	0,108 8	0,250 0	0,111 0	0,2924	<b>0,72</b>	0,065 8	0,462 4	0,071 9	0,606 3
<b>0,42</b>	0,107 5	0,250 0	0,109 8	0,3000	<b>0,73</b>	0,064 6	0,478 0	0,070 8	0,618 8
<b>0,43</b>	0,106 2	0,250 0	0,108 7	0,3077	<b>0,74</b>	0,063 3	0,493 8	0,069 6	0,631 5
<b>0,44</b>	0,104 9	0,250 0	0,107 5	0,3155	<b>0,75</b>	0,062 1	0,510 5	0,068 4	0,644 7
<b>0,45</b>	0,103 6	0,250 0	0,106 3	0,3234	<b>0,76</b>	0,060 8	0,527 4	0,067 2	0,658
<b>0,46</b>	0,102 2	0,250 0	0,105 1	0,3319	<b>0,77</b>	0,059 6	0,544 0	0,066 1	0,671
<b>0,47</b>	0,100 8	0,250 0	0,103 8	0,3402	<b>0,78</b>	0,058 4	0,560 8	0,065 0	0,684 1
<b>0,48</b>	0,099 4	0,250 0	0,102 6	0,3491	<b>0,79</b>	0,057 3	0,578 6	0,063 9	0,697 8
<b>0,49</b>	0,098 0	0,250 0	0,101 3	0,3580	<b>0,80</b>	0,056 1	0,595 9	0,062 8	0,711 1
<b>0,50</b>	0,096 6	0,250 0	0,100 0	0,3671	<b>0,81</b>	0,055 0	0,613 5	0,061 7	0,724 6
<b>0,51</b>	0,095 1	0,250 0	0,098 7	0,3758	<b>0,82</b>	0,053 9	0,631 3	0,060 7	0,738 1
<b>0,52</b>	0,093 7	0,250 0	0,097 4	0,3853	<b>0,83</b>	0,052 8	0,649 4	0,059 6	0,751 8
<b>0,53</b>	0,092 2	0,250 0	0,096 1	0,3949	<b>0,84</b>	0,051 7	0,667 8	0,058 6	0,765 5
<b>0,54</b>	0,090 8	0,250 0	0,094 8	0,4050	<b>0,85</b>	0,050 6	0,686 4	0,057 6	0,779 4
<b>0,55</b>	0,089 4	0,250 0	0,093 6	0,4150	<b>0,86</b>	0,049 6	0,705 2	0,056 6	0,793 2
<b>0,56</b>	0,088 0	0,250 0	0,092 3	0,4254	<b>0,87</b>	0,048 6	0,724 4	0,055 6	0,807 4

<b>0,57</b>	0,086 5	0,258 2	0,091 0	0,4357	<b>0,88</b>	0,047 6	0,743 8	0,054 6	0,821 6
<b>0,58</b>	0,085 1	0,270 3	0,089 7	0,4462	<b>0,89</b>	0,046 6	0,763 5	0,053 7	0,535 8
<b>0,59</b>	0,083 6	0,282 2	0,088 4	0,4565	<b>0,90</b>	0,045 6	0,783 4	0,052 8	0,850 2
<b>0,60</b>	0,082 2	0,294 8	0,087 0	0,4672	<b>0,91</b>	0,044 7	0,803 6	0,051 8	0,864 6
<b>0,61</b>	0,080 8	0,307 5	0,085 7	0,4781	<b>0,92</b>	0,043 7	0,825 1	0,050 9	0,879 9
<b>0,62</b>	0,079 4	0,320 5	0,084 4	0,4892	<b>0,93</b>	0,042 8	0,845 0	0,050 0	0,893 9
<b>0,63</b>	0,077 9	0,333 8	0,083 1	0,5004	<b>0,94</b>	0,041 9	0,866 1	0,049 1	0,908 7
<b>0,64</b>	0,076 5	0,347 2	0,081 9	0,5117	<b>0,95</b>	0,041 0	0,887 5	0,048 3	0,923 6
<b>0,65</b>	0,075 1	0,361 3	0,080 5	0,5235	<b>0,96</b>	0,040 1	0,909 2	0,047 4	0,938 5
<b>0,66</b>	0,073 7	0,375 3	0,079 2	0,5351	<b>0,97</b>	0,039 2	0,932 2	0,046 5	0,954 3
<b>0,67</b>	0,072 3	0,389 5	0,078 0	0,5469	<b>0,98</b>	0,038 4	0,954 5	0,045 7	0,969 4
<b>0,68</b>	0,071 0	0,403 4	0,076 7	0,5584	<b>0,99</b>	0,037 6	0,977 1	0,044 9	0,984 7
<b>0,69</b>	0,069 7	0,418 1	0,075 5	0,5704	<b>1</b>	0,036 8	1	0,044 1	1
<b>0,70</b>	0,068 4	0,432 0	0,074 3	0,5817					

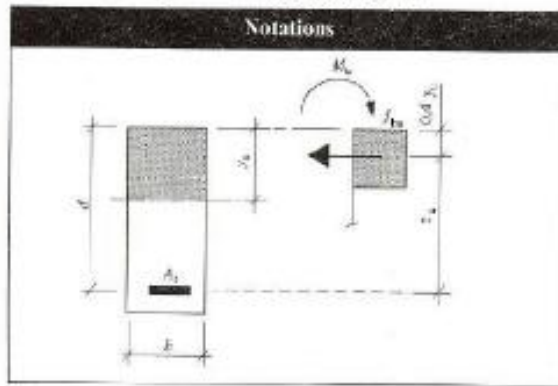
# ANNEXE 3

## Annexe

# 4

## Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  B 400 →  $\odot$   
 $f_e$  B 500 →  $\ominus$
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton	$\mu_{tu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{tu}}$
$f_{tu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$	$\alpha_u = \frac{y_u}{d}$
$\gamma_b = 1,5$	$\beta_u = \frac{z_u}{d}$
Acier	$\epsilon_{st}$ : allongement armature $A_s$
$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s}$	$p_u$ : pourcentage mécanique
$\gamma_s = 1,15$	$p_u = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_{st}}{f_{su}}$

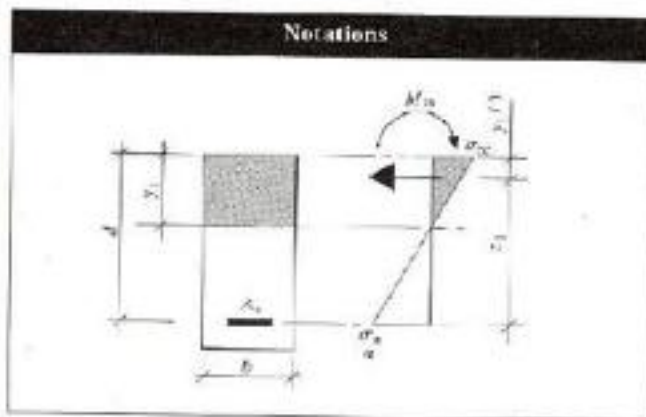
$M_u$	$\alpha_u$	$\beta_u$	$\epsilon_{st}$	$p_u$	
				$\odot$	$\ominus$
0,000	0,000	1,0000	10,000	0,000	0,000
0,002	0,005	0,9990	10,000	0,002	0,002
0,004	0,005	0,9980	10,000	0,004	0,004
0,006	0,008	0,9970	10,000	0,006	0,006
0,008	0,010	0,9960	10,000	0,008	0,008
0,010	0,015	0,9950	10,000	0,010	0,010
0,012	0,015	0,9940	10,000	0,012	0,012
0,014	0,018	0,9930	10,000	0,014	0,014
0,016	0,020	0,9919	10,000	0,016	0,016
0,018	0,025	0,9909	10,000	0,018	0,018
0,020	0,025	0,9899	10,000	0,020	0,020
0,022	0,028	0,9889	10,000	0,022	0,022
0,024	0,030	0,9879	10,000	0,024	0,024
0,026	0,035	0,9868	10,000	0,026	0,026
0,028	0,035	0,9858	10,000	0,028	0,028
0,030	0,038	0,9848	10,000	0,030	0,030
0,032	0,041	0,9837	10,000	0,032	0,032
0,034	0,045	0,9827	10,000	0,034	0,034
0,036	0,046	0,9817	10,000	0,036	0,036
0,038	0,048	0,9806	10,000	0,038	0,038
0,040	0,051	0,9795	10,000	0,040	0,040
0,042	0,054	0,9785	10,000	0,042	0,042
0,044	0,056	0,9775	10,000	0,044	0,044
0,046	0,059	0,9764	10,000	0,046	0,046
0,048	0,062	0,9754	10,000	0,048	0,048
0,050	0,064	0,9743	10,000	0,050	0,050
0,052	0,067	0,9733	10,000	0,052	0,052
0,054	0,069	0,9722	10,000	0,054	0,054
0,056	0,072	0,9712	10,000	0,056	0,056
0,058	0,075	0,9701	10,000	0,058	0,058
0,060	0,077	0,9690	10,000	0,060	0,060
0,062	0,080	0,9680	10,000	0,062	0,062
0,064	0,083	0,9669	10,000	0,064	0,064
0,066	0,085	0,9658	10,000	0,066	0,066
0,068	0,088	0,9648	10,000	0,068	0,068
0,070	0,091	0,9637	10,000	0,070	0,070
0,072	0,095	0,9626	10,000	0,072	0,072
0,074	0,095	0,9615	10,000	0,074	0,074
0,076	0,099	0,9604	10,000	0,076	0,076
0,078	0,102	0,9593	10,000	0,078	0,078
0,080	0,104	0,9583	10,000	0,080	0,080
0,082	0,107	0,9572	10,000	0,082	0,082
0,084	0,110	0,9561	10,000	0,084	0,084
0,086	0,115	0,9550	10,000	0,086	0,086
0,088	0,115	0,9539	10,000	0,088	0,088
0,090	0,118	0,9528	10,000	0,090	0,090
0,092	0,121	0,9517	10,000	0,092	0,092
0,094	0,124	0,9506	10,000	0,094	0,094
0,096	0,126	0,9494	10,000	0,096	0,096
0,098	0,129	0,9483	10,000	0,098	0,098



# Annexe 5

## Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple - Section rectangulaire
  - Aciers
  - Béton
- domaine élastique  $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> <p><math>\sigma_{sc}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{sc} = 0,6 f_{ctf}</math></p>	$\mu_s = \frac{M_{sxx}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{sc}}$ $\mu_{bs} = \frac{M_{sxx}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
<p>Acier</p> <p><math>\sigma_{st}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (cf. BAEL)</p>	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

$\mu_s$	K	$\mu_{bs}$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	0.00	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	103.02	0.0000	0.000	0.9999	0.001
0.0004	127.22	0.0000	0.000	0.9998	0.001
0.0006	102.34	0.0000	0.000	0.9997	0.001
0.0008	87.23	0.0000	0.000	0.9996	0.001
0.0010	77.26	0.0000	0.000	0.9995	0.001
0.0012	69.57	0.0000	0.000	0.9994	0.001
0.0014	63.72	0.0000	0.000	0.9993	0.001
0.0016	59.02	0.0000	0.000	0.9992	0.001
0.0018	55.16	0.0000	0.000	0.9991	0.001
0.0020	51.89	0.0000	0.000	0.9990	0.001
0.0022	49.07	0.0000	0.000	0.9989	0.001
0.0024	46.66	0.0000	0.000	0.9988	0.001
0.0026	44.63	0.0000	0.000	0.9987	0.001
0.0028	42.93	0.0000	0.000	0.9986	0.001
0.0030	41.53	0.0000	0.000	0.9985	0.001
0.0032	40.39	0.0000	0.000	0.9984	0.001
0.0034	39.47	0.0000	0.000	0.9983	0.001
0.0036	38.72	0.0000	0.000	0.9982	0.001
0.0038	38.11	0.0000	0.000	0.9981	0.001
0.0040	37.61	0.0000	0.000	0.9980	0.001
0.0042	37.20	0.0000	0.000	0.9979	0.001
0.0044	36.87	0.0000	0.000	0.9978	0.001
0.0046	36.60	0.0000	0.000	0.9977	0.001
0.0048	36.38	0.0000	0.000	0.9976	0.001
0.0050	36.20	0.0000	0.000	0.9975	0.001
0.0052	36.06	0.0000	0.000	0.9974	0.001
0.0054	35.95	0.0000	0.000	0.9973	0.001
0.0056	35.87	0.0000	0.000	0.9972	0.001
0.0058	35.81	0.0000	0.000	0.9971	0.001
0.0060	35.77	0.0000	0.000	0.9970	0.001
0.0062	35.74	0.0000	0.000	0.9969	0.001
0.0064	35.72	0.0000	0.000	0.9968	0.001
0.0066	35.71	0.0000	0.000	0.9967	0.001
0.0068	35.70	0.0000	0.000	0.9966	0.001
0.0070	35.70	0.0000	0.000	0.9965	0.001
0.0072	35.70	0.0000	0.000	0.9964	0.001
0.0074	35.70	0.0000	0.000	0.9963	0.001
0.0076	35.70	0.0000	0.000	0.9962	0.001
0.0078	35.70	0.0000	0.000	0.9961	0.001
0.0080	35.70	0.0000	0.000	0.9960	0.001
0.0082	35.70	0.0000	0.000	0.9959	0.001
0.0084	35.70	0.0000	0.000	0.9958	0.001
0.0086	35.70	0.0000	0.000	0.9957	0.001
0.0088	35.70	0.0000	0.000	0.9956	0.001
0.0090	35.70	0.0000	0.000	0.9955	0.001
0.0092	35.70	0.0000	0.000	0.9954	0.001
0.0094	35.70	0.0000	0.000	0.9953	0.001
0.0096	35.70	0.0000	0.000	0.9952	0.001
0.0098	35.70	0.0000	0.000	0.9951	0.001
0.0100	35.70	0.0000	0.000	0.9950	0.001

## Référence

- [1] Règlement parasismique Algériens 99 version 2003.
- [2] Jean- Pierre Mouguin, "Cours de béton armé B.A.E.L. 91", BERTI Edition.
- [3] BAEL 91 modifié 99.
- [4] Cahier de Béton Armé 3<sup>ème</sup> année .
- [5] Conception de béton armé C B A 93.
- [6] Meddour, A., & Bedjil, A. (2014). Etude D'un Bâtiment R+ 10 Avec Duplexes A Usage D'habitation Et Commercial Contreventé Par Un Système Mixte Voile+ Portique (Doctoral dissertation, Université abderrahmane mira béjaia).
- [7] Mohammed El Amin, A. L. L. A. L. (2017). Conception et étude d'un structure mixte et proposer une meilleure position des voiles.(Batiment SS+ RDC+ 8) (Doctoral dissertation, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA).
- [8] Labbé1-Guillaume, M. B. H. P., & Toutlemonde, H. F. Linéarisation du comportement sous séisme de structures à voiles en béton armé Linearization of behavior under seismic solicitation of reinforced concrete structures.
- [9] Bui, Q. B., Mommessin, M., Perrotin, P., Plassiard, J. P., & Plé, O. (2014). ÉVALUATION DES ENDOMMAGEMENTS À L'ÉCHELLE LOCALE DES PORTIQUES EN BÉTON ARMÉ PAR MESURES DYNAMIQUES/ASSESSING LOCAL-SCALE DAMAGE IN REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES USING DYNAMIC MEASUREMENTS. In Annales du Bâtiment et des Travaux Publics (Vol. 66, No. 1-3, p. 154). Editions ESKA.
- [10] Lanseur, H., Aggaoua, A., & Belhamdi, N. (2012). Étude De La Réponse Sismique De Structures Par Analyse Modale Spectrale Et Analyse Dynamique Par Accélérogrammes Générés À Partir Du Spectre De Réponse Élastique Du Rpa99/2003 (Doctoral dissertation, Université abderrahmane mira béjaia).
- [11] Cahier de MDS M1 .
- [12] Rapport de sol de laboratoire géotechnique Skikda.
- [13] Taibi, Z., Hadjab, A., & Skakni, S. (2014). Etude d'un bâtiment (R+ 10) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventé par voiles et portiques avec application ETABS (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou).
- [14] Boughazi, K. (2012). Risque sismique et urbanisation regard croisé sur la ville d'Alger.