

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE A.MIRA BEJAIA

Département De Génie Civil

PROJET DE FIN d'étude POUR

L'OBTENTION DU DIPLOME

MASTER

EN GENIE CIVIL

Option

Structures

**THEME**

**ETUDE D'UN BATIMENT  
A USAGE D'HABITATION  
CONTREVENTE PAR  
PORTIQUE+VOILE (R+9+entre sol)**

Étudiants :

BERANE Faiza

HADJI Melissa

Encadreur :

MR TAHAKOURT ABDELKADER

Examineurs

Boukhelouda abdelhafid

Arezki samia

Promotion Juin: 2019

## Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr THAHAKOURT pour sa disponibilité, ses efforts pour les conseils éclairés qu'il nous a prodigué tout au long de notre travaille et sans oublie de remercier monsieur houari pour son aide précieuse

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.



# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé  
et Soutenu tout le long de mon parcours.*

*Spécialement, à mon très cher mari Abdenour mon  
meilleur  
Exemple et ma lumière.*

*A mes chers frères et sœurs (Naima. Sonia, Rayan,  
Youssef), ainsi que mes belles sœurs*

*A ma belle-famille AGUENIOU.*

*A mes amis : Sabrina. Souad.*

*A mon binôme Faiza et meilleure amie et à toute sa  
famille. et a monsieur houari qui nous a beaucoup  
aide*



*Hadji Mellissa*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents qui ont toujours été là pour moi*

*Mes frères et sœurs ( Hakima, Brahim, Aimad, Massillia)*

*Ma nièce Marwa*

*A mes grandes parents*

*Mon futur conjoint Adel et toute sa famille*

*Toute ma famille*

*Tous mes amis spécialement ma chère Asma*

*A mon binôme mellissa et a toute sa famille*

*Sans oublier monsieur HOUARI qui ma beaucoup aide*

*Faiza berane*



***1. Majuscules Romaines***

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young diffère à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I_1$	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$P$	: Action permanente
$Q$	: Action d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$a$	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{ij}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$L$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	: Longueur de flambement.
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	: Charge permanente unitaire.

$S_t$	: Espacement des armatures transversales.
$y_1$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion.
$a_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bmax}$	: Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\epsilon_{st}$	: Déformations des armatures tendues.
$\epsilon_{sc}$	: Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	: Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	: Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	: Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	: Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	: Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale.
$\psi_s$	: Coefficient de scellement relatif à une armature ( <i>psi</i> ).

## Liste des figures

Figure 1 Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure 2 Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	7
Figure 3 :Diagramme des contraintes déformations pour les aciers. ....	8
Figure II 1. Disposition des poutrelles au niveau du RDC. <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure II 2. Disposition des poutrelles au niveau des étages (1 à 8). ....	11
Figure 3: Schéma d'une poutrelle .....	12
Figure II 4 Voile .....	18
Figure II 5 Escalier .....	18
Figure III 1 Poutrelle de type 2 <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure III 2 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux.....	36
Figure III 3 Panneau de rdc .....	36
Figure III 4 Section de la dalle pleine a ferrailé.....	37
Figure III 5 Schéma de ferrailage des dalles RDC et D <sub>1</sub> .....	38
Figure III 6 Section d'escalier a ferrailé.....	40
Figure III 7. schéma de ferrailage des volées (1).....	42
Figure II 8 schéma de ferrailage des volées (2) .....	45
Figure II 9 Panneau D <sub>5</sub> .....	45
Figure II 10 Section de la dalle pleine a ferrailé .....	46
Figure II 11 Schéma de ferrailage de D <sub>5</sub> (palier).....	47
Figure II 12 Section à ferrailée.....	48
Figure II 13 section d'armature .....	49
Figure II 14 Schéma de ferrailage des poutres palières .....	51
Figure II 15 Cage de l'ascenseur .....	51
Figure II 16 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	57
Figure 17 Acrotère .....	60
Figure II 18 Les Sollicitations sur l'acrotère .....	61
Figure II 19 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure IV 1 : spectre de réponse sens X	71
Figure IV. 2: spectre de réponse sens Y ..	71
Figure IV.3: plans de disposition des voiles .....	71
Figure IV 4: premier mode de déformation (translation suivant yy) (T=0.947 sec).....	72
Figure IV 5.: deuxième mode de déformation (translation suivant xx)(T=0.854 s) .....	72
Figure IV. 6: Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.688 sec).....	72
Figure V 1 U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	81
Figure 2 Dispositions constructives des portiques .....	83
Figure.V.3 Section d'un poteau.....	92
Figure V 4. Les moments sur la zone nodale .....	94
Figure V 5 Disposition des armatures dans les voiles .....	98
Figure V 6 Schéma d'un voile plein.....	100
Figure V 7 Schéma de ferrailage du voile H au niveau de RDC. ....	105

## Liste des tableaux

Tableau 1 : $f_e$ en fonction du type d'acier .....	8
Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	9
Tableau II 1 : Surfaces afférentes et charges <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Tableau II 2 Descente de charge .....	15
Tableau II 3 : Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple .....	16
Tableau II 4 : Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.....	17
Tableau II 5 : récapitulatif Des schémas statique des volées. ....	19
Tableau II 6: <i>Récapitulatif des dimensions des différents éléments.</i> .....	19
Tableau III 1 ; Les types de poutrelles. ....	21
Tableau III 2: Charges et surcharges d'exploitation. ....	23
Tableau III 3 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux .....	26
Tableau III 4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.....	28
Tableau III 5 Les schémas de ferrailage des poutrelles .....	34
Tableau III 6 Calcul du ferrailage du dalle pleine de passage mécanique .....	37
Tableau III 7 vérification des contraintes.....	38
Tableau III 8 vérification de la flèche .....	38
Tableau III 9 Résultat de ferrailage de l'escalier. ....	40
Tableau III 10 Résultat des armatures e répartition .....	40
Tableau III 11. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	41
Tableau III 12 vérification de la flèche .....	42
Tableau III 13 Résultat de ferrailage de l'escalier .....	43
Tableau III 14 Résultat des armatures de répartition .....	43
Tableau III 15 <i>Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i> .....	44
Tableau III 16. Calcul du ferrailage de la dalle D <sub>2</sub> .....	46
Tableau III 17 Vérification des contraintes.....	47
Tableau III 18 Charge revenant aux poutres. ....	47
Tableau III 19 calcul des poutres palières en flexion simple .....	48
Tableau III 20 Vérification des contraintes.....	49
Tableau III 21 calcul des poutres palières a la torsion .....	49
Tableau III 22 Vérification des conditions de la flèche .....	50
Tableau III 23 Tableau des ferrailages de la dalle. ....	53
Tableau III 24 Vérification des contraintes.....	54
Tableau III 25 Ferrailage de la dalle de la cuvette .....	55
Tableau III 26 Vérification des contraintes.....	56
Tableau III 27 <i>Calcul des armatures principales</i> .....	58
Tableau III 28 <i>Vérification des contraintes à l'E.L.S</i> .....	59
Tableau III 29 Vérification de la flèche .....	59
Tableau III 30 Charges et surcharges. ....	60
Tableau III 31 Différentes combinaisons à utiliser. ....	61
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P <sub>q</sub> .....	67
Tableau .IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.....	73
Tableau. IV. 3. Vérification de l'interaction sous charges verticale .....	74
Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales .....	75
Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	75
Tableau IV. 6 Vérification des déplacements de la structure.....	76
Tableau IV 7 Vérification a L'effet P-Δ.....	77
Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	78



Tableau V 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA .....	83
Tableau V 2 Armatures longitudinales des poutres .....	83
Tableau V 3.Vérification de l'effort tranchant.....	85
Tableau V 4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	86
Tableau V 5.Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS .....	87
Tableau V 6.Schémas de ferrailage des PP et PS.....	88
Tableau V 7Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	90
Tableau V 8Armatures transversales dans les poteaux .....	91
Tableau V 9.Vérification des contraintes dans le béton .....	92
Tableau V 10Vérification des sollicitations tangentes.....	93
Tableau V 11.Moment résistant dans les poteaux.....	95
Tableau V 12 Moment résistant dans les poutres .....	95
Tableau V 13.Vérification de la zone nodale .....	96
Tableau V 14 Sollicitations dans les voiles sens xx .....	99
Tableau V 15 Sollicitations dans les voiles sens y y .....	100
Tableau V 16 Ferrailage du voile x x .....	103
Tableau V 17 Ferrailage du voile y y .....	104
Tableau VI. 1: Résumé des résultats de ferrailages .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
.Tableau VI. 2:vérification des contraintes à l'ELS .....	115
Tableau VI. 1: Résumé des résultats de ferrailages .....	115
Tableau VI.4:Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELU).....	118
Tableau VI. 5Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (Els).....	118
Tableau VI. 6:Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU).....	119
Tableau VI7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS) .....	119
Tableau VI 8Résumé desrésultats de ferrailage des nervures de radier.....	120
Tableau VI.9: vérification des contraintes à l'ELS .....	121
Tableau VI.10: Ferrailage des voiles périphériques.....	124
Tableau VI. 11Résumé des résultats des contraintesa L'ELS.....	125
Tableau VI. 12.Calcul des armatures à l'ELS .....	125

# Sommaire

I	INTRODUCTION.....	1
I.1	. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.2	.Caractéristiques géométriques et architecturales.....	1
I.2.1	Données de site : .....	1
I.3	REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	1
I.3.1	LES ETATS LIMITES.....	2
I.4	HYPOTHESES DE CALCUL .....	2
I.5	LES ACTIONS.....	3
I.5.1	Les different types d'actions .....	3
I.5.2	Valeurs de calcul des actions: .....	3
I.6	LES MATERIAUX .....	4
I.6.1	Béton : .....	4
I.6.2	Caractéristiques mécaniques du béton .....	4
I.7	Les aciers .....	7
I.7.1	Résistance caractéristique de l'acier.....	7
I.7.2	Principales armatures utilisées .....	8
I.7.3	Diagramme des contraintesdéformations pour les aciers.....	8
	CONCLUSION.....	9
II.1	Introduction .....	10
II.2	Prédimensionnement du plancher :.....	10
II.2.1	Disposition des poutrelles .....	10
II.2.2	Plancher à corps creux: .....	11
II.3	Pré-dimensionnement DES POUTRES .....	11
II.3.1	LES POUTRES PRINCIPALES:.....	11
II.3.2	LES POUTRES SECONDAIRES: .....	12
II.4	Les Dalles :.....	12
II.5	Pré-dimensionnement des poteaux :.....	13
II.5.1	Surface afferent: .....	14
II.5.2	Descente de charge: .....	15
II.5.3	Verification vis-à-vis le flambement:.....	17
II.5.4	Definition: .....	18
II.5.5	Prédimensionnement : .....	18
II.6	Les escaliers :.....	18
II.7	Conclusion:.....	19
III.1	INTRODUCTION .....	21
III.2	ETUDES DES PLANCHERS .....	21
III.2.1	Etude des poutrelles: .....	21
III.2.2	Ferraillage de la dalle de compression .....	35
III.3	Les Dalles : .....	36
III.3.1	Panneau du plancher RDC (4 appuis) :.....	36
III.3.2	Etude des escaliers .....	39
III.3.3	La volée 2:.....	42
III.3.4	Panneau D <sub>5</sub> (palier de l'escalier) : .....	45
III.3.5	Etude De la pouters palier :.....	47
III.3.6	Les caractéristiques :.....	51
III.3.7	Calcul du premier type de dalle : .....	51

III.3.8	Calcul de la dalle de la cuvette:.....	54
III.4	Etude de la poutre de chainage : .....	57
III.4.1	Definition .....	57
III.4.2	les sollicitations .....	58
III.4.3	Vérifications à l'ELU .....	58
III.4.4	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage .....	59
III.4.5	Hypotheses de calculus: .....	60
III.4.6	Évaluation des charges et surcharges : .....	60
III.4.7	. Ferrailage: .....	62
III.4.8	Schéma de Ferrailage: .....	64
IV.1.	INTRODUCTION .....	65
IV.2.	OBJECTIFS ET EXIGENCES .....	65
IV.3.	METHODES DE CALCUL.....	66
IV.4.	ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE .....	66
IV.4.1.	Calcul de la force sismique V statique.....	67
IV.4.2.	Estimation de la période fondamentale de la structure .....	68
IV.4.3.	Méthode d'analyse modale spectrale .....	70
VI.5.	CONCLUSION .....	79
V.1	ETUDE DES POUTRES.....	80
V.1.1	.Recommandation du RPA99.....	80
V.1.2	Ferrailage des poutres .....	83
V.1.3	Schéma de ferrailage des poutres .....	88
V.2	Étude des poteaux .....	89
V.2.1	. Les sollicitations dans les poteaux .....	90
V.2.2	.Ferrailage Armatures longitudinales .....	90
V.2.3	. Vérifications .....	92
V.2.4	Vérification des zones nodales .....	93
V.3.	ETUDE DES VOILES .....	96
V.3.1.	Recommandation du RPA 99/version2003 .....	97
V.2.5	Ferrailage des voiles.....	99
V.2.6	Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée).....	101
V.2.7	Recommandation du RPA.....	102
VI.1.	INTRODUCTION .....	106
VI.2.	CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS .....	106
VI.2.1.	Combinaisons d'actions à considérer.....	106
VI.2.2.	les caractéristique du sol .....	106
VI.2.3.	Vérification des semelles isolées .....	106
VI.2.4.	Vérification des semelles filantes .....	107
VI.2.5.	Vérification du radier général .....	109
VI.2.5.1.	Pré dimensionnement.....	109
VI.2.5.2.	Les vérifications nécessaire .....	110
VI.2.5.3.	Ferrailage .....	112
VI.2.5.4.	Schéma de ferrailage.....	116

VI.2.6. Calcul des nervures .....	116
VI.2.6.1.Définition .....	116
VI.2.6.2.Les sollicitations sur les nervures .....	116
VI.2.6.3. Ferrailage .....	120
VI.3) Voiles périphériques : .....	122
VI.3.1) Caractéristiques des voiles :.....	122
VI.3.2) Caractéristiques du sol :.....	122
VI.3.3) Méthode de calcul :.....	122
VI.3.4) Sollicitations : .....	122
VI.3.5) Ferrailage .....	123
VI.3.6) Vérification des contraintes : .....	125
VI.3.7) : schéma de ferrailage du voile périphérique :.....	126

# ***INTRODUCTION***

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation en R+9+entre sol, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.1).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré à des généralités.
- Le deuxième chapitre, au pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre à l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre à l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre à l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre à l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

## I INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### I.1 . PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en R+9+entresol. Cet ouvrage est à usage habitation. Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaiadans la commune d'Akbou, qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

### I.2 .Caractéristiques géométriques et architecturales

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 24.40 m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 11.50 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 32 m.
- Hauteur du sous-sol : 3.06 m
- Hauteur d'étage et RDC : 3.06 m.

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, l'ossature doit être en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, RPA (article 3-4-A-1-a).

#### I.2.1 Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- La contrainte admissible du sol  $\sigma = 1.5$  bars.
- L'ancrage moyenne des fondations : **D=6 m**

### I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ ETABS16.2
- ❖ DTR BC 2.33.1

### I.3.1 LES ETATS LIMITES

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91/99 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

**a) Etat limite ultime :** Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### I.4 HYPOTHESES DE CALCUL

**1. E.L.U :** Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

**2. E.L.S :** Selon le BAEL91/99 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

$$3- n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ avec } E_s : \text{ module de Young de l'acier ; } n : \text{ coefficient d'équivalence}$$

acier-béton.

4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

## I.5 LES ACTIONS

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### I.5.1 Les différents types d'actions

➤ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable ; elles comprennent :

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

➤ **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations, Les charges climatiques (neige et vent), Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs, Les séismes (E), Les explosions, Les incendies

### I.5.2 Valeurs de calcul des actions:

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

**a) Combinaison d'actions à l'ELU :** CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$



$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_i$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

### b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

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

$\Psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c) Combinaisons de calcul

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \end{cases}$$

Avec :-  $G$  : étant l'action permanente.

-  $Q$  : charge d'exploitation.

-  $E$  : l'action du séisme.

## I.6 LES MATERIAUX

### I.6.1 Béton :

C'est un mélange de ciment, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

**I.6.2 Caractéristiques mécaniques du béton**

**a) Résistance à la compression  $f_{cj}$**  : Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

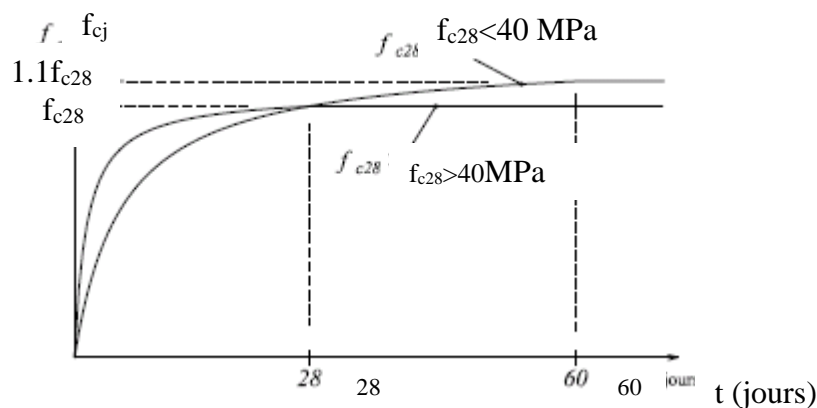
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$



**Figure 1** Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour notre projet on prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b) Résistance à la traction  $f_{tj}$**  : la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa CBA93 (article A.2.1.1.2).} \\ \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)** BAEL91(article A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (\emptyset, 2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (\emptyset, 15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :  $\tau_{Adm}=3.3\text{si F.N}$  et  $2.5$  si **FT.N**

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

**d) Module de déformation longitudinale du béton** : on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3} \cdot \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij}=3*E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}$ .

$$E_{vj} = (1/3)* E_{ij}.$$

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

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa} \quad E_{v28}=10721.40 \text{ MPa}$$

**e) Module déformation transversale du béton**

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

Avec : E : module de Young  $\nu$  : Coefficient de poisson **CBA93 (article A.2.1.3).**

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

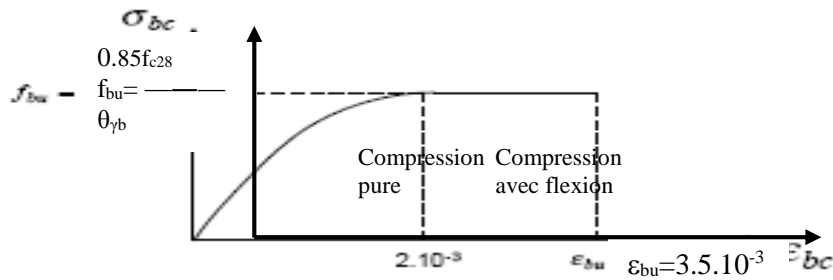
Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

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

ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 * E$ , ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 * E$

**f) Diagramme contraintes déformations**

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{bc}$ ):



**Figure 2** Diagramme contraintes déformations à L'ELU

-  $f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \end{cases}$$

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1. & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

**I.7 Les aciers**

. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.7.1 Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

- **Contraintes limites  $\sigma_s$**

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  [MPa]

**Cas2** : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

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

**Cas3** : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa] , } \eta : \text{Coefficient de fissuration avec:}$$

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

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences.

**I.7.2 Principales armatures utilisées**

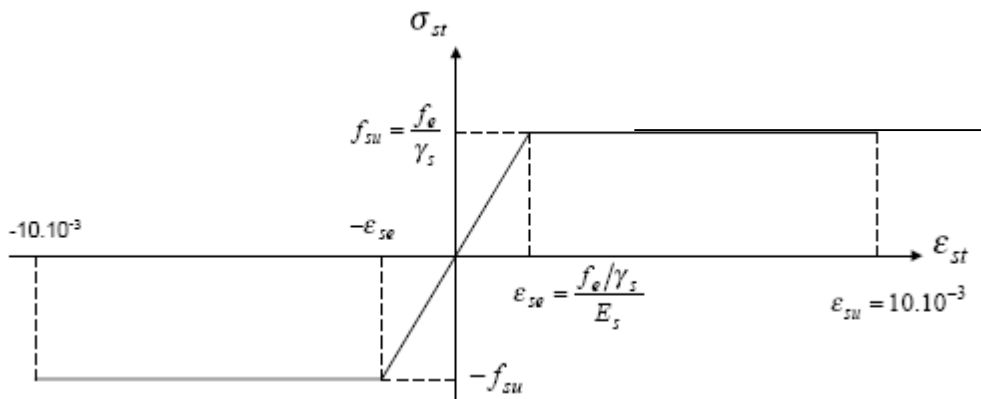
Tableau 1 : $f_e$ en fonction du type d'acier				
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

**I.7.3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers**

Le diagramme se compose de deux parties : CBA93 (article A.2.2.2)

- Droite de Hook ( $\sigma = E_\epsilon$ ) de pente  $E=2*10^5 \text{ MPA}$  indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10‰(déformation maximale).



**Figure 3** : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

-  $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

## CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

<b>Matériaux</b>	<b>Caractéristique mécanique</b>	<b>Valeurs (MPa)</b>
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
		400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	348
		/
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN	201.63
165		

**II.1 Introduction**

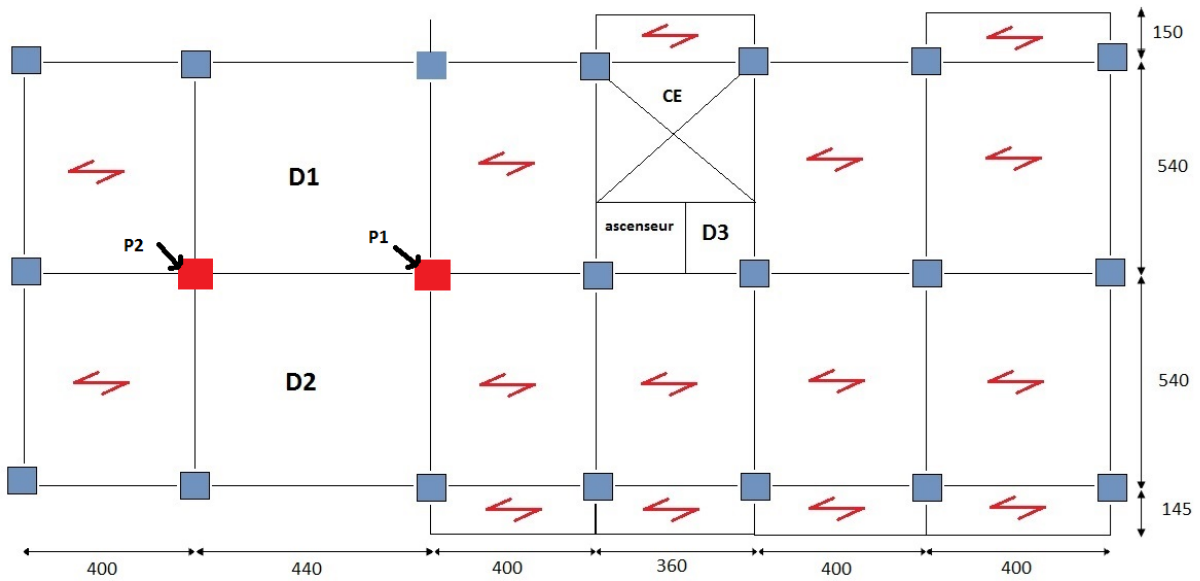
Afin d’assurer une bonne résistance de l’ensemble de la construction, Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

Le RPA 99 (version 2003), le CBA 93 et le BAEL 91

**II.2 Prédimensionnement du plancher :**

**II.2.1 Disposition des poutrelles**

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l’un des deux critères suivants Le critère de la plus petite portée et le critère de continuité (le maximum d’appuis).



**Figure II 1.** Disposition des poutrelles au niveau du RDC.

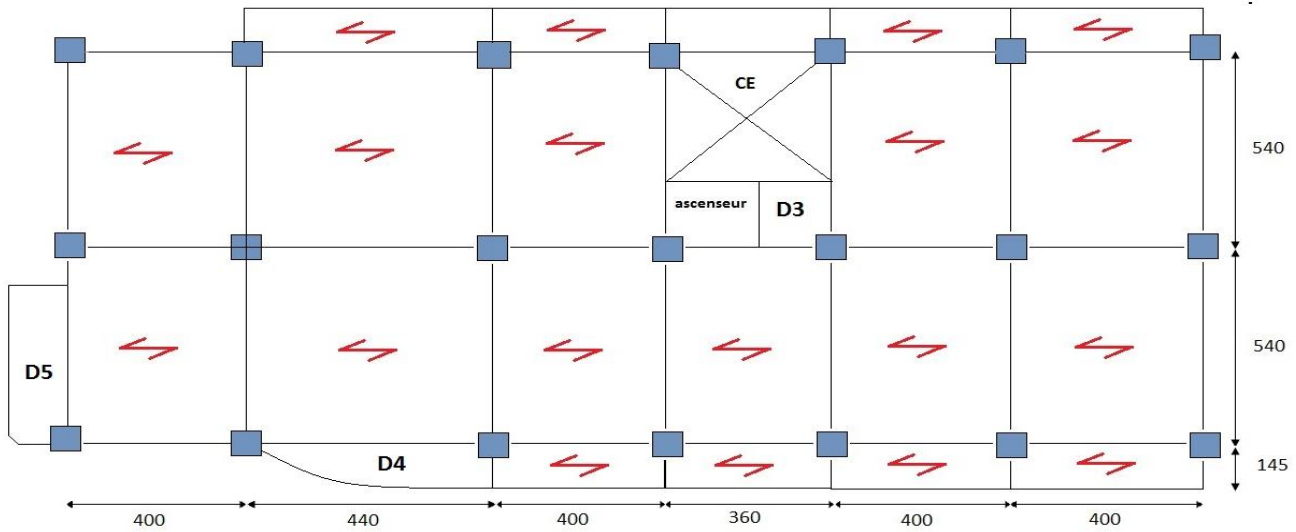


Figure II 2. Disposition des poutrelles au niveau des étages (1 à 8).

**Remarque :** Les différentes charge et surcharge sont résumées dans les tableaux insérés en annexe II.1

**II.2.2 Plancher à corps creux:**

Le pré dimensionnement des plancher à corps creux se fait par la vérification de la condition de rigidité suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art : B.6.4.2.4})$$

$$h_t \geq \frac{410}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18.22cm \quad \text{On adopte : } h_t = (16 + 4)$$

Tel que :  $\begin{cases} 16 \text{ cm la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm la hauteur de la table de compression.} \end{cases}$

**II.3 Pré-dimensionnement DES POUTRES**

**II.3.1 LES POUTRES PRINCIPALES:**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{D'où} \quad 510/15 \leq h \leq 510/10 \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51\text{cm.}$$

Donc soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$b \geq 20\text{cm}$  Condition vérifié,  $h \geq 30\text{cm}$  Condition vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.14 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$



**II.3.2 LES POUTRES SECONDAIRES:**

$$L = 4.4 - 0.3 = 4.1m \quad \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.

Les Poutrelles :

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \quad b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

Soit :  $b_0 = 10cm$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

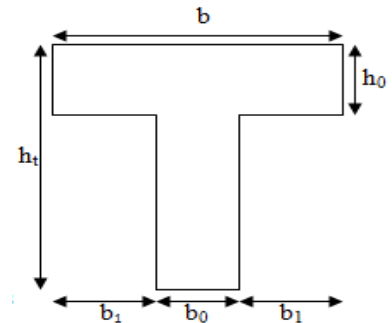


Figure 3: Schéma d'une poutrelle

$L_x = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures successives.

$L_y$  : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 330/10), b_1 \leq \min(27.5 ; 33) \text{ soit } b_1 = 27.5 \text{ cm et } b = 2b_1 + b_0$$

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

**II.4 Les Dalles :**

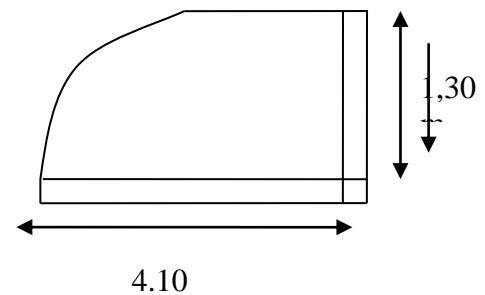
**Dalle sur 2 appuis((D4))**

Panneau deux appuis avec

$$\rho = 1.30/4.10 = 0.31 < 0.4$$

$$1.30/35 \leq e \leq 1.30/30$$

$$3.71 \leq e \leq 4.33$$



**Panneau sur 2 appuis avec  $\rho > 0.4$**

$$\rho = 0.76 \rightarrow 4 \leq e \leq 4.66$$

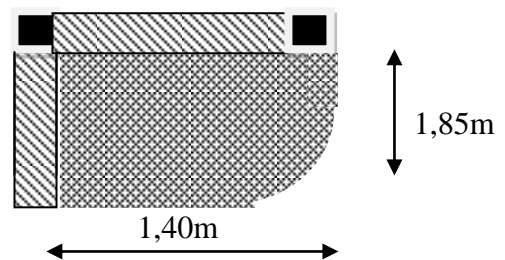


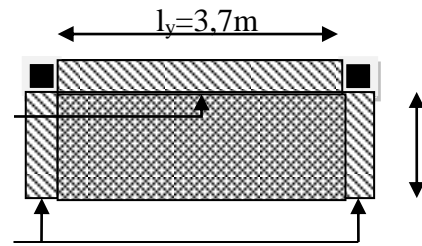
Fig.3.9.dalle pleine sur 2 appuis

**Dalle sur 3 appuis ((D3)) :**

$$L_x = 1.3 < L_y / 2 = 3.7 / 2 \rightarrow 1.3 < 1.85$$

$$\rho = 0.35 < 0.4$$

$$4.33 \leq e \leq 3.71$$



Panneau D<sub>3</sub>

**Panneau sur 04 appuis (D1) et (D2) :**

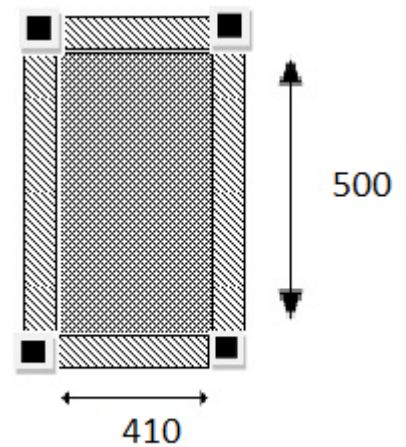
$$\rho = 410 / 500 = 0.82 > 0.4$$

$$410 / 45 \leq e \leq 410 / 40$$

$$9.11 \leq e \leq 10.25$$

- Pour deux heures de coupe-feu  $e \geq 11$
- On opte pour les balcons  $e = 12$  cm
- Pour l'ascenseur et la dalle sur 4 appuis on prend en considération  $e = 15$  cm

Pour les deux dalles du plancher du sous-sol sur quatre appuis  $e = 15$  cm  
 On prend en considération l'isolation phonique  
 Et puisque c'est un passage mécanique on doit vérifier le poinçonnement  
 Selon CPA93 (A5.2.4.2)



**La condition :**

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * f_{cj} / \gamma_b$$

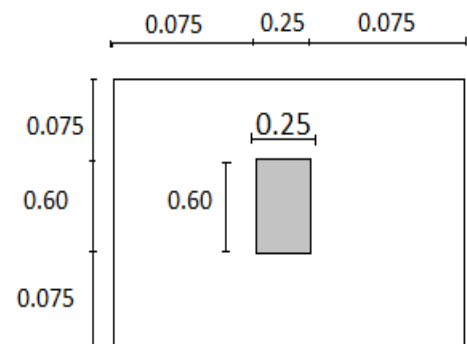
$U_c$  : périmètre

Selon RCPA (A.4.5.3) le système Bt

$$Q_u = 80 * 1.5 = 120 \text{ kN}$$

$$U_c = (0.4 + 0.75) * 2 = 2.3$$

$$120 \leq 0.045 * 2.3 * 0.15 * 25 / 1.15 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



410

**II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

**II.5.1 Surface afferent:**

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui support l'effort de compression maximal est **P1**)

Le tableau II.1 présente le calcul des surface afférente et des charge pour le poteau l plus sollicité :

**Tableau II 1 :Surfaces afférentes et charges**

Calcul pour P <sub>1</sub>	Surface afférente	Les charges G	Les surcharges Q
	<p><b>Les planchers :</b>  <math>S1=S3=2.05*2.475=5.07375m^2</math>  <math>S2=S4=1.85*2.475=4.57875m^2</math>  <b>Surface des poutres</b>  <math>S1'=S4'=2.55*0.30=0.75m^2</math>  <math>S3'=2.05*0.30=0.615 m^2</math>  <math>S2'=1.85*0.30=0.555m^2</math></p>	<p><b>Terrasse inaccessible :</b>  <math>G_{c.c} = (S1+S2 + S4 +S3)</math>  <math>6.18=119.30 KN</math>  <b>Etage courant :</b>  <math>G_{c.c} = (S1+S2 + S4 +S3)</math>  <math>5.73=98.26KN</math>  <b>RDC :</b>  <math>G_{rdc} = (S1+S2 )6.18+( S4 +S3)</math>  <math>5.73=108.78KN</math>  <b>Calcul de poids propre des poutres :</b>  <math>G_{p.p} = 25[(0.7425*0.40) + (0.75*0.40)] = 14.925KN</math>  <math>G_{p.s} = 25[(0.555*0.35) + (0.615*0.35)] = 10.2375 KN</math>  <math>P_{pout} = P_{pp}+ P_{ps}=25.1625KN</math>  <b>Calcul de poids des murs :</b>  <b>RDC :</b>  <math>G_{mur}=(2.55+2.55)*(3.06-0.35)+0.40*(3.06-0.35)+0.15*(3.06-0.35)=15.3155*2.74=41.954KN</math>  <b>1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> :</b>  <math>G_{mur}=1.5*(3.06-0.35)+1.85*(3.06-0.35)=9.0785*2.74=24.88 KN</math></p>	<p><b>Le RDC:</b>  <math>Q_{rdc} = (S2 + S4+ S3) \times 2.5+ S1 \times 1.5=43.2325KN</math>  <b>Terrasse inaccessible:</b>  <math>Q_{terrasse}=(S1+S2 +S3+S4) \times 1=19.305KN</math>  <b>Etage courant :</b>  <math>Q_{Courant} = (S1 + S2 +S3+S4) \times 1.5=28.9575KN</math></p>

**II.5.2 Descente de charge:**

Les résultats de calcul de la descente de charge sont présentés dans le tableau II.2 après avoir appliqué la loi de dégression défini par le **DTR**

<b>Tableau II 2</b> Descente de charge					
<b>Niveaux</b>	<b>Eléments</b>	<b>G (KN)</b>	<b>Q</b>	<b>G<sub>t</sub> (KN)</b>	<b>Q<sub>t</sub> (KN)</b>
<b>N<sub>0</sub></b>	Plancher terrasse inaccessible Poteau Poutres	119.30 6.886 25,1625	19,305	<b>151,3475</b>	<b>19,305</b>
<b>N<sub>1</sub></b>	N <sub>0</sub> Plancher étage courant Poutres Poteau	<b>151,3475</b> 98.26 25,1625 6.886	19,305 28.96	<b>281,655</b>	<b>48,265</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	N <sub>1</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>281,655</b> 98.95 25,1625 6.886 24.88	48,265 28.96	<b>436,8375</b>	<b>74,329</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	N <sub>2</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>436,8375</b> 98.26 25,1625 6.886 24.88	74,329 28.96	<b>592,02</b>	<b>97,497</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	N <sub>3</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>592,02</b> 98.26 25,1625 6.886 24.88	97,497 28.96	<b>747,2025</b>	<b>117,769</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	N <sub>4</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>747,2025</b> 98.26 25,1625 6.886 24.88	117,769 28.96	<b>902,385</b>	<b>135,145</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	N <sub>5</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>902,385</b> 98.26 25,1625 6.886 24.88	135,145 28.96	<b>1057,5675</b>	<b>149,625</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	N <sub>6</sub> Plancher courant Poutres Poteau Mur	<b>1057,5675</b> 98.26 25,1625 6.886 24.88	149,625 28.96	<b>1212,75</b>	<b>164,04708</b>

<b>N8</b>	N7	<b>1212,75</b>			
	Plancher courant	98.26			
	Poutres	25,1625	164,04708	<b>1367,9325</b>	<b>178,46916</b>
	Poteau	6.886	28.96		
	Mur	24.88			
<b>N9</b>	N8	<b>1367,9325</b>			
	Plancher courant	98.26			
	Poutres	25,1625	178,46916	<b>1523,115</b>	<b>192,89124</b>
	Poteau	6.886	28.96		
	Mur	24.88			
<b>N10</b>	N9	<b>1523,115</b>			
	Plancher courant	108.78	192,89124	<b>1704,9675</b>	<b>216,822125</b>
	Poutres	25,1625	43.2325		
	Poteau	6.886			
	Mur	41.954			

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 15%, tel qu'A L'ELU :

$$Nu = 1.35 G + 1,5 Q = 2626,93931\text{KN} \text{ et } *Nu=1.15*2626,93931=3020,98021\text{KN}$$

**A l'ELS : Ns = G + Q = 1921,1896 KN**

Vérification vis-à-vis de la compression simple

On vérifiant que :  $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$

<b>Tableau II 3 : Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple</b>					
Niveaux	N <sub>u</sub> *(MN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Bcalculée (m <sup>2</sup> )	Bchoisis (m <sup>2</sup> )	Observation
9 etage	0.286	30 × 30	0,01889212	0.09	Vérifiée
8 etage	0.520	30 × 30	0,0366568	0.09	Vérifiée
7etage	0.806	30 × 30	0,05678928	0.09	Vérifiée
6etage	1.087	35 × 30	0,07656996	0.105	Vérifiée
5etage	1.363	35 × 35	0,09599883	0.1225	vérifiée
4etage	1.643	40 × 35	0,1150759	0.140	vérifiée
3etage	1.899	40 × 40	0,13380117	0.160	vérifiée
2etage	2.165	45 × 40	0,15251941	0.180	vérifiée

1etage	2.431	45 × 45	0,17123764	0.2025	vérifiée
RDC	2.697	50 × 45	0,18995588	0.225	vérifiée
Entre-sol	3.020	50 × 50	0,21274509	0.250	vérifiée

**II.5.3 Verification vis-à-vis le flambement:**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$[ Br \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times f_{sc} ] \geq N_u \quad (\text{BAEL 91 Art.B.8.4, 1}).$$

Calcul de l'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$ ,  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  ; Avec  $I = \frac{h \times b^3}{12} = 0.0052m^4$

$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.5 = 1.897m.$

$$B_r \geq \frac{1.1 \times N_u}{[(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s}) + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}] \alpha}$$

$B_r = (b-0.02) (h-0.02) = 0.2304m^2$ ,  $B_r = 0.2304 > 0.164$  Pas de risque de flambement.

**Tableau II 4 : Tableau récapitulatif des vérifications au flambement**

Niveaux	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	N <sub>u</sub> (Mn)	B <sub>r</sub> adopté (m)	Br (m)	Observation Brchoisis > Br
entre-sol	2.71	1.897	17,3826	0.810	0.268	0.078	0.015	Vérifiée
RDC	2.71	1.897	21,9046	0.788	0.520	0.078	0.030	Vérifiée
Étage1	2.71	1.897	21,9046	0.788	0.806	0.078	0.046	Vérifiée
Étage2	2.71	1.897	18,7754	0.803	1.087	0.092	0.061	Vérifiée
Étage3	2.71	1.897	18,7754	0.803	1.363	0.108	0.077	Vérifiée
Étage4	2.71	1.897	16,4285	0.814	1.634	0.125	0.091	Vérifiée
Étage5	2.71	1.897	16,4285	0.814	1.899	0.144	0.106	Vérifiée
Étage6	2.71	1.897	14,6031	0.821	2.165	0.163	0.119	Vérifiée

Étage7	2.71	1.897	14,6031	0.821	2.431	0.184	0.134	Vérifiée
Étage8	2.71	1.897	13,1428	0.826	2.697	0.206	0.148	Vérifiée
Étage9	2.71	1.897	13,1428	0.826	3.020	0.230	0.166	Vérifiée

**Les voiles :**

**II.5.4 Définition:**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers

**II.5.5 Prédimensionnement :**

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

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

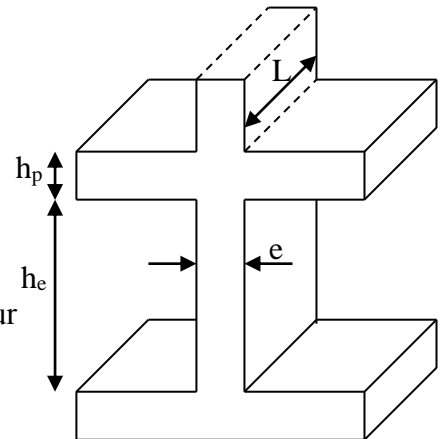


Figure II 4 Voile

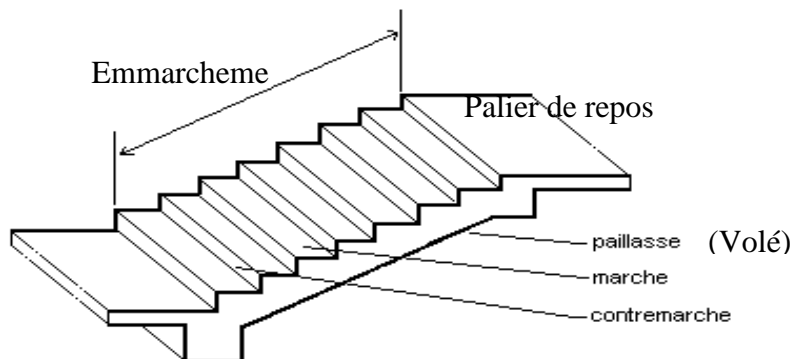
Nature d'étage	$h_e$ (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
Etage courant, RDC et entre-sol	$3.06 - 0.35 = 2.71$	$e \geq 13.55$

On opte pour :  $e = 15 \text{ cm}$

**II.6 Les escaliers :**

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

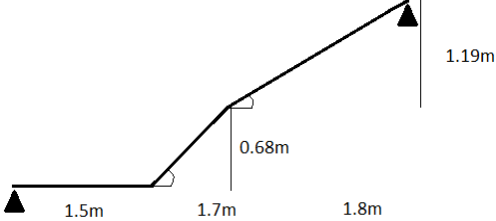
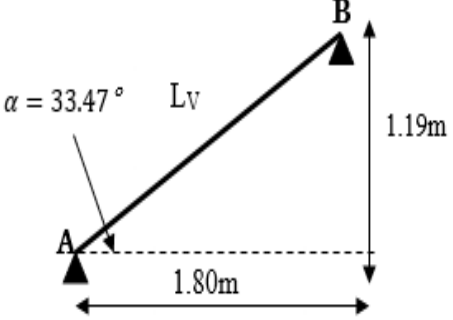
Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.



Escalier

Figure II 5 Escalier

Tableau II 5 : récapitulatif Des schémas statique des volées.

La formule De BLONDEL	Volée 1	Volée 2
<p><math>60 &lt; 2h+g &lt; 65</math>                      Avec :  <math>h = \frac{H}{n} = 17</math>  <math>n=18</math>  <math>g = \frac{L}{n-1} = 30</math>  <math>H=3,06m</math>  <math>65 &lt; g + 2h = 64cm &lt; 65</math></p>	 <p>Figure II 7 : schéma statique de la volée 1</p> <p><math>\alpha = \text{tang}^{-1}(68/170)=21,80</math>                      Pour : <math>\beta = \text{tang}^{-1}(119/180)=34</math>                      On prend l plus défavorable <math>\beta=34</math>  <math>L_v=L_{v1}+L_{v2}=1.83+2.157=3.98</math>  <math>L_t=3.98+1.5=5.48</math>  <math>548/30 &lt; e &lt; 548/20</math> on prend <math>e=20cm</math></p>	 <p>Figure II 8 schéma statique de la volée 2</p> <p><math>h=119/7=17</math>  <math>g_0=L_0/n-1=180/6=30</math>  <math>\alpha=\text{tang}^{-1}(1.19/1.80)34</math>  <math>L_v=(1.8^2+1.19^2)^{(1/2)}=2.16</math>  <math>216/30 &lt; e &lt; 216/20 \rightarrow e \geq 10.08</math> on prend :  <math>e=12cm</math></p>

**II.7 Conclusion:**

Après le pré-dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter les dimensions suivantes :

Tableau II 6: Récapitulatif des dimensions des différents éléments.		
Les éléments	Les dimensions	
Plancher à corps creux		
		(16 + 4) cm
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur et de rdc	e = 15 cm
	Dalle des balcons	e = 12 cm
Poutres	principales	(30 × 40) cm <sup>2</sup>
	secondaires	(30 × 35) cm <sup>2</sup>
Poteaux	entre-sol	(50 × 50) cm <sup>2</sup>
	RDC	(45 × 50) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 1	(45 × 45) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 2	(40 × 45) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 3	(40 × 40) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 4	(35 × 40) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 5	(35 × 35) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 6	(30 × 35) cm <sup>2</sup>



	Etage courant 7.8.9	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$
--	---------------------	-------------------------------

**III.1 INTRODUCTION**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

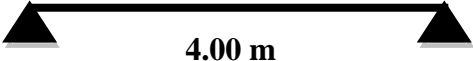




**III.2 ETUDES DES PLANCHERS**

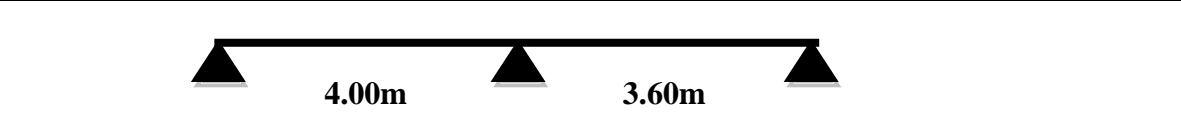

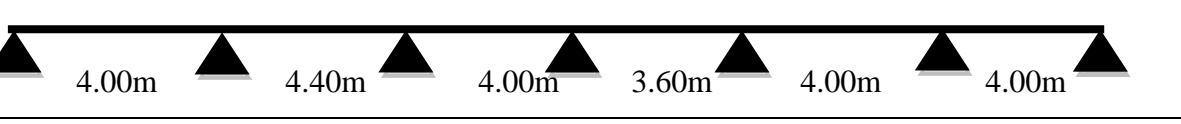
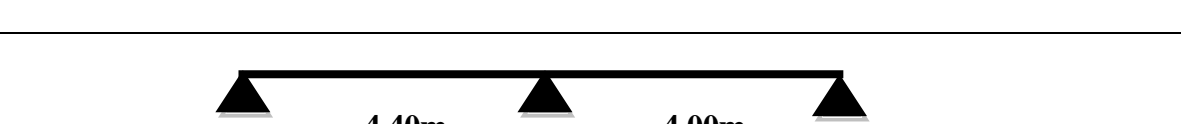
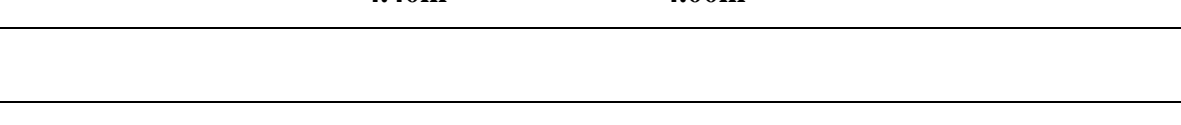


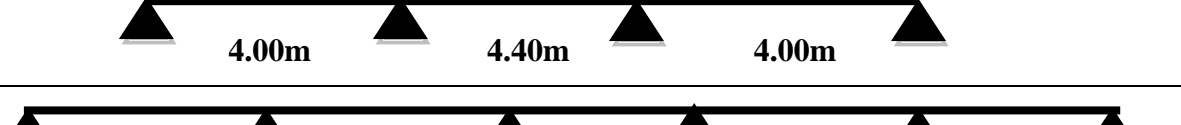
Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

**III.2.1 Etude des poutrelles:**

**III.2.1.1 Les Différents types de poutrelles : On a sept types de poutrelles.**

Tableau III 1 ; Les types de poutrelles.	
Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type (Q=1.5)	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type (Q=2.5)	
1 <sup>er</sup> au 7 <sup>eme</sup>	
1 <sup>eme</sup> type	

2 <sup>ème</sup> type	
5 <sup>ème</sup> type	
6 <sup>ème</sup> type	
8 <sup>ème</sup>	
2 <sup>ème</sup> type	
Terrasse inaccessible	
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
5 <sup>ème</sup> type	
7 <sup>ème</sup> type	

### III.2.1.2 Méthodes de calcul:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT

#### A. Méthode forfaitaire :

### III.2.1.3 Etude de différents planchers:

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN/m}^2$ .
- ➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.18 \text{ KN/m}^2$$

→  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.18; 5) \text{ KN/m}^2$  Condition vérifiée.

→ Plancher étage courant :

$$G = 5.09 \text{ KN/m}^2$$

→  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.09; 5) \text{ KN/m}^2$  Condition vérifiée.

• Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Condition vérifiée.

• Le rapport  $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$

Type 2 :  $0.8 \leq 4/4 = 1 \leq 1.25$  condition vérifiée.

Type 2 :  $0.8 \leq 4/3.6 = 1.11; 3.6/4 = 0.9 \leq 1.25$  condition vérifiée.

Type 3 :  $0.8 \leq 4/4.4 = 0.9; 4/4 = 1; .6/4 = 0.90 \leq 1.25$  condition vérifiée.

• Fissuration peu nuisible.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour tous les types ;

### III.2.1.4 Calcul des moments et des efforts tranchant des poutrelles :

**Calcul des sollicitations :**

à l'ELU :  $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $q_u = 0.65 \times p_u$

à l'ELS :  $p_s = G + Q$  et  $q_s = 0.65 \times p_s$

Tableau III 2: Charges et surcharges d'exploitation.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			p <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/ml)	p <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.18	1	9.843	6.398	7.18	4.667
Etages courants	5.09	1.5	9.1215	5.929	6.59	4,284

### III.2.1.5 Poutrelles du Plancher étages courant :

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

## ❖ Poutrelle de type 2 :

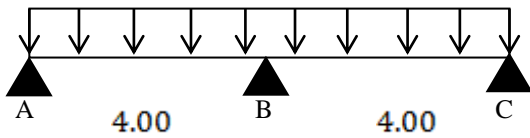


Figure III 1 Poutrelle de type 2

**Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.929 \times 4.00^2}{8} = 11.858 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.929 \times 4.00^2}{8} = 11.858 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.284 \times 4.00^2}{8} = 8.568 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.284 \times 4.00^2}{8} = 8.568 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments sur appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

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

Appuis intermédiaires : on prend le maximum des moments isostatiques.

À l'ELU :

$$M_R = -0.6 \times M_0^{BC} = -0.6 \times 11.858 = 7.115 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_R = -0.6 \times M_0^{BC} = -0.6 \times 8.568 = 5.14 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.09} = 0.164$$

$$\alpha = 0.164 \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1.049. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,249. \end{array} \right.$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B et B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1,049 \times 11,85 - 7,115/2 = 8,87 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,249}{2} \times 11,85 = 7,40 \text{KN.m} \\ \Rightarrow M_t = 8,87 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :** Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles sont résumées dans les tableaux insérés en annexe III.1

Tableau III 3 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ ( N.m)	
RDC	13.80	-7.115	-1.77	9.868	-5.141	-1.29	13.80
1-7	14,348	-7.174	-2.152	10,367	-5.184	-1.55	14.348
8 eme	11.85	-8.609	-1.77	8.568	-6.22	1.29	15
9	9.706	-7.174	-1.77	7.012	-5.184	-1.28	14.348
Terrasse inaccessible	12.386	-7.742	-1.91	9.035	-5.647	-1.40	15.48

### III.2.1.6 Ferrailage des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

➤ Calcul de la section d'armature longitudinale :

**Plancher étage courant :**

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 0.04 MN.m$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**En travée :** 
$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.348 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.048) < (\mu_t = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0614$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17(1 - 0.4 \times 0.0642) = 0.175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{14.348 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 2.35 \text{ cm}^2$$

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

$$A = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1^2}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc on calcule une section  $b_0 \times h$  :

$$\mu_{bu} = \frac{8.609 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0287) < (\mu_t = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.036$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.232) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{8.609 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1.39 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1^2}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d = 0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.152 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00719) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.00902$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.00902) = 0.179 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{2.152 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 0.345 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 0.345 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1^2}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 1HA10 = 0.79 \text{ KN.m}$$



Tableau III 4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Pivot	$A_{chois}$
RDC	travée	13.80	0.046	0.05	0.175	2.26	1.41	A	2HA10+1HA12 =2.70
	Appui inter	-7.115	0.115	0.211	0.164	1.24	0.22	A	2HA10 =1.57
	Appui de rive	-1.77	0.038	0.049	0.176	0.28	0.22	A	1HA10 =0.57
Etage 1-7	travée	14.348	0.048	0.061	0.175	2.34	1.41	A	2HA10+1HA12 =2.70
	Appui inter	-7.174	0.156	0.213	0.164	1.52	0.22	A	2HA10 =1.75
	Appui de rive	-2.152	0.046	0.060	0.175	0.35	0.22	A	1HA10 =0.57
Etage 8	travée	11.85	0.039	0.051	0.176	1.39	1.41	A	3HA10 =2.36
	Appui	-8.609	0.187	0.261	0.161	1.53	0.22	B	2HA12 =2.26
	Appui de rive	-1.77	0.038	0.049	0.176	0.28	0.22	A	1HA10 =0.57
Etage 9	travée	9.706	0.033	0.0421	0.177	1.57	1.41	A	3HA10 =2.36
	Appui Inter	-7.174	0.156	0.213	0.164	1.52	0.22	A	2HA10 =1.75
	Appui de rive	-1.77	0.038	0.049	0.176	0.28	0.22	A	1HA10 =0.57
	travée	12.386	0.042	0.053	0.176	2.02	1.41	A	3HA10 =2.36
	Appui inter	-7.742	0.168	0.232	0.163	1.36	0.22	A	2HA10 =1.75
	Appui de rive	-1.91	0.042	0.053	0.176	0.31	0.22	A	1HA10 =0.57

### III.2.1.7 Vérification à l'ELU :

Cisaillement :

$$V^{\max} = 16.58 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_n \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{15.48 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_h} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

condition vérifiée.

➤ Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi ; \frac{b_0}{10} \right) = 6\text{mm}$$

On adopte un étrier avec  $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57\text{cm}^2$

➤ **L'espacement :**

1)  $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.20\text{cm}$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^0$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3\text{Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{10(0.86 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 36\text{cm}$$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$  On prend  $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) :**

**L'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.58 - \frac{9.035}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ )

**Au niveau de l'appui de rive :**

On a :  $M_U = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.48 \times 10^{-3} \times 1.15}{400}$$

$$= 0.445 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.445 \text{ cm}^2$$

condition

vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.48 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.01068 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.2.1.8 Verification à l'ELS:**

➤ **Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$  **(BAEL**

**E.III.2)**

En travée :  $M_t^{max} = 11.349 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.70 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -4.70 \times 10^{-5}$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en Té

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \frac{y^2}{2} + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.026y - 2.89 \times 10^{-4} \dots \dots \dots (1)$$

$$y = 0.0412m = 4.15cm \dots \dots \text{solution}$$

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

$$I = 9317cm^2$$

:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.367 \times 10^{-3}}{9317 \times 10^{-8}} \times 0.0415 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.61MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots \dots \dots$  condition vérifiée

**Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 6.22KN.m$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

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

$$\Rightarrow \frac{0.1}{2} y^2 + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$0.05y^2 + 3.39 \times 10^{-3} y - 6.102 \times 10^{-4} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.1cm$

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

$$I = \frac{0.1}{3} \times (0.071)^3 + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.071)^2 \Rightarrow I = 5093.5cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.22 \times 10^{-3}}{5093.5 \times 10^{-8}} \times 0.071 = 8.67MPa$$

(CBA Art A.5.3.3)

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.1.9 Etat limite de déformation :**

Evaluation de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.066 \Rightarrow$  non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} ;$$

La flèche admissible pour une poutre de longueur supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{440}{500} = 0.88\text{cm}$$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :  $y = 4.15\text{cm}$ .

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow$$

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.70 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(2.70 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.88\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$\Rightarrow I_0 = 19154.0512\text{m}^4$  ( $I_0$  c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.70}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2Mpa$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

**Contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

**Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.50KN/m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.09 = 3.308KN/m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.09 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 4.28KN/m$$

$$M_{gser} = 0.749 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.749 \times \frac{3.308 \times 4.4^2}{8} = 5.999KN.m$$

$$M_{jser} = 0.749 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.749 \times \frac{2.50 \times 4.4^2}{8} = 4.531KN.m$$

$$M_{pser} = 0.749 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.749 \times \frac{4.28 \times 4.4^2}{8} = 7.756KN.m$$

$$I_0 = 19154.0512cm^4; A_s = 2.70cm^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.015} \Rightarrow \lambda_i = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.84 \Rightarrow \lambda_v = 1.14$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{4.531 \times (0.18 - 0.0415) \times 10^{-3}}{9317 \times 10^{-8}} = 101.32Mpa$$

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{5.999 \times (0.18 - 0.0415) \times 10^{-3}}{9317 \times 10^{-8}} = 130.38Mpa$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{7.756 \times (0.18 - 0.0415) \times 10^{-3}}{9317 \times 10^{-8}} = 172.94 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 101.32 + 2.1} = 0.54966443$$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 133.656019 + 2.1} = 0.63683478$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 172.928586 + 2.1} = 0.70542771$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 19154}{1 + (2.84 \times 0.54966443)} = 8220.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 19154}{1 + (2.84 \times 0.63683478)} = 7495.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 19154}{1 + (2.84 \times 0.70542771)} = 7009 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 19154}{1 + (1.14 \times 0.63683478)} = 12218 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.531 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 8220.3 \times 10^{-8}} = 8.78154466 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{5.999 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7495.4 \times 10^{-8}} = 3.28816202 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.756 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7009 \times 10^{-8}} = 6.60218477 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.999 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 12218 \times 10^{-8}} = 4.77169232 \text{ m}$$

$$\Delta f = 7.32875 \text{ mm} < 8.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

on remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour tous les niveaux, on propose d'augmenter la section d'acier.

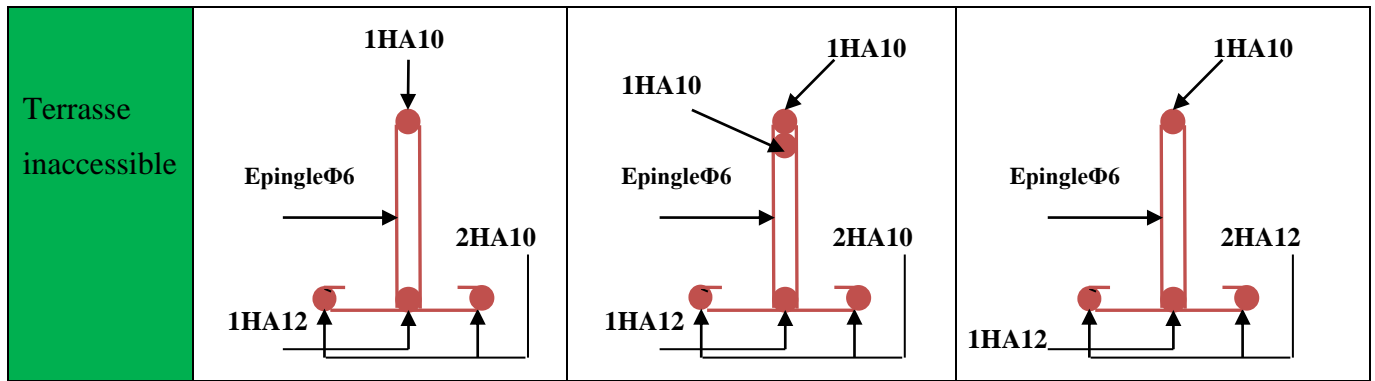
Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

**Remarque :** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS et Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux sont résumés dans les tableaux insérés en annexe III.2

-Les schéma de ferrailage des différentes poutrelle sont présenté le tableau ci-dessous

**Tableau III 5 Les schémas de ferrailage des poutrelles**

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<i>Plancher RDC</i>			
<i>Plancher d'étage courant 1 au 7</i>			
<i>Plancher d'étage courant 8</i>			
<i>Plancher d'étage courant 9</i>			



### III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e = 500\text{MPa}$ .

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

$$\frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,260 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA8 /ml=2,51cm<sup>2</sup>/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA8 /ml=2,01cm<sup>2</sup>/ml parallèles aux poutrelles → St=25cm < 30 cm.

Donc on choisit un treillis a soudé : TS HA 8(15×15).

#### III.2.2.1 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

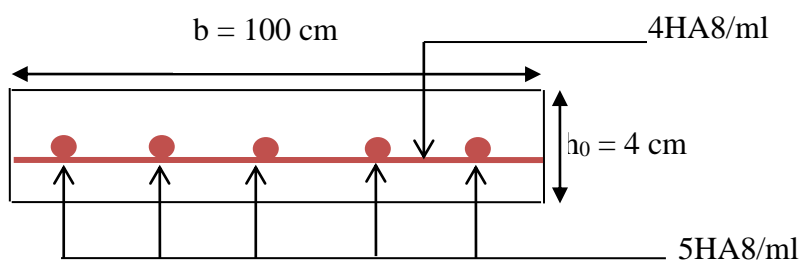




Figure III 2 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

III.3 Les Dalles :

III.3.1 Panneau du plancher RDC (4 appuis) :

$\rho = \frac{4,1}{5} = 0.82$  Donc la dalle travaille selon les deux sens.

❖ Calcul du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 6,18 + 1.5 \times 2,5 = 12,09 \text{KN/ml} \\ q_s = 6,18 + 2,5 = 8,68 \text{KN/ml} \end{cases}$$

❖ Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0539 \times 12,093 \times 4,1^2 = 10,96 \text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.6313 \times 10,96 = 6,92 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0607 \times 8,68 \times 4,1^2 = 8,85 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.7381 \times 8,856 = 6,537 \text{KN.m} \end{cases}$$

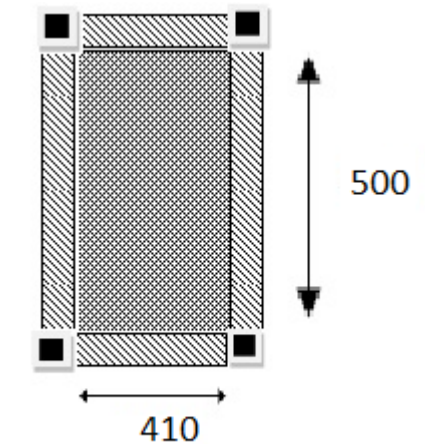


Figure III 3 Panneau de rdc

❖ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

❖ En travée :

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 7,528 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 5,556 \text{KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 9,31 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 5,882 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ En appuis :

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -5,475 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser} = -5,2 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

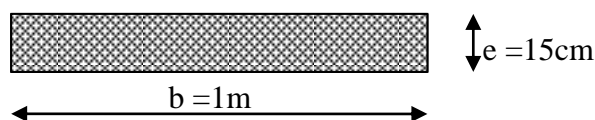


Figure III 4 Section de la dalle pleine a ferrailé

Tableau III 6 Calcul du ferrailage du dalle pleine de passage mécanique				
En travée				
Sens-x	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	1,90	1.308	4HA8=2,01	25
Sens-y	1,31	1,2	4HA8=2,01	25
En appuis				
Sens x, sens y	1,22	1.308	4HA8=2.01	25

Avec 
$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$$

❖ **Vérification diverse :**

l'ELU :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$:V_u^x = \frac{Q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 17.07KN$$

$$V_u^y = \frac{Q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = 9.41KN$$

*Vérification de l'effort tranchant :*

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0.131MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.25MPa \quad \text{c'est vérifiée.}$$

❖ Vérification des espacements :

$$S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

❖ vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

Tableau III 7 vérification des contraintes					
Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-4,42	3844,8	2,51	2,89	15
Travées (x)	7,528	3844,8	2,51	4,34	15
Travées (y)	5,55	3844,8	2,51	3,63	15

❖ Vérification de la flèche :

**Selon X :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$  (CBA93.art (B.6.5.3))

Tableau III 8 vérification de la flèche						
$f_{gi}$ (m)	$f_{gv}$ (m)	$f_{ji}$ (m)	$f_{pi}$ (m)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)	Obs
$0,7668 \times 10^{-3}$	0,00230	$0,5894 \times 10^{-4}$	0.004855	0.3655	0.82	vérifiée

**Selon Y :**

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.977 \text{ cm}$$

$$\text{cm} \leq f_{adm} = 1.01 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**-Schéma de ferrailage :**

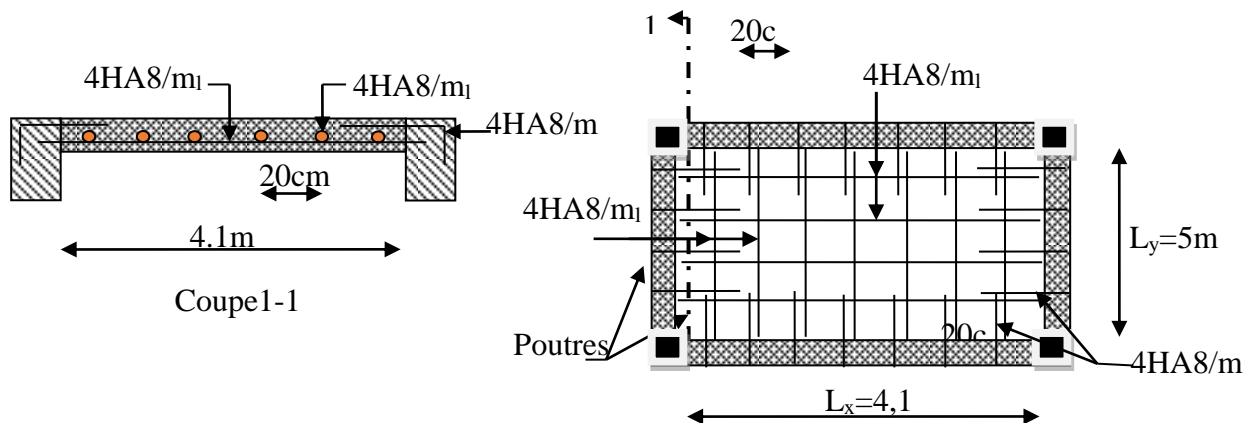


Figure III 5 Schéma de ferrailage des dalles RDC et D1

**Remarque :** Tableau récapitulatif du ferrailage des dalles sont résumées dans les tableaux insérés en annexe III.3

**III.3.2 Etude des escaliers**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 10,06 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 6,43 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

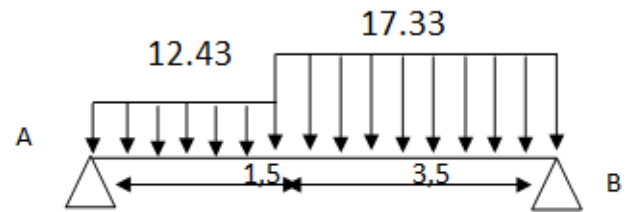
**III.3.2.1 Calcul du chargement**

À l'ELU :  $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS :  $q = G + Q$

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,43 \times 1,5 + 17,33 \times 3,5$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 79,3 \text{ KN}$$



$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (-12,43 \times \frac{1,5^2}{2}) - (17,33 \times 3,5 \times 3,25) = R_B \times 5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 37,08 \text{ KN} \\ R_B = 42,22 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.3.2.2 Calcul des sollicitations**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

Sollicitations	Tranchet $0 \leq x \leq 1,5m$	Tranchet $1,5 \leq x \leq 5m$
	$M(x) + \frac{12,43}{2} x^2 - 37,08x = 0 \Rightarrow M(x) = -6,22x^2 + 37,08x$ $\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = 41,625 \text{ KN.m} \end{cases}$ $T(x) = -12,43x + 37,08$ $\begin{cases} T(0) = 37,08 \text{ KN} \\ T(1,5) = 18,435 \text{ KN} \end{cases}$	$Mx = -8,665x^2 + 44,435x - 5,5132$ $\begin{cases} M(1,5) = 41,63 \\ M(5) = 0,0125 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\Rightarrow T(x) = 18,43 - 17,33(x - 1,5)$ $\begin{cases} T(1,5) = 18,436 \text{ KN} \\ T(5) = 42,22 \text{ N} \end{cases}$
	$M^{\max} = dM / dx = -17,33x + 44,435$ <b>X=2,56</b> $M^{\max}=51,45$	$V^{\max} = 42,22 \text{ KN}$

**III.3.2.3 calcul du Ferrailage :**

$$M_0 = M^{\max} = 51,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 51,45 = 38,58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 51,45 = 25,725 \text{ KN.m}$$

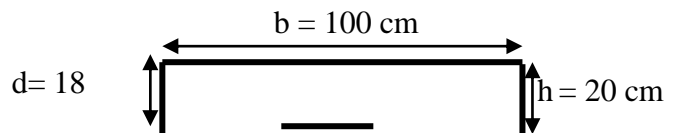


Figure III 6 Section d'escalier a ferrailé

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée(cm <sup>2</sup> )	A adoptée / m <sup>2</sup>
En travée	38,58	0.084	0.10	0.172	6,44	6HA12=6,79
En appui	25,725	0.072	0.072	0.174	4,22	7HA10=5,5

**III.3.2.4 Les armatures de répartition**

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

		Ferrailage
En appuis	$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,375cm^2$	$A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$
En travée	$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975cm^2$	$A_r^t = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$

**III.3.2.5 Vérifications:**

❖ Vérification à l'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2,1735 cm^2$$

- En travée :  $A^t = 6,79 cm^2 > A_{min} = 2,1735 cm^2$  ..... c'est vérifiée
- En appuis :  $A_a = 5,5 cm^2 > A_{min} = 2,1735 cm^2$  ..... c'est vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{42,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.234 MPa$$

Fissuration peu nuisible  $\overline{\tau_{bu}} = \min(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}; 5Mpa) = 3.33Mpa$

$\tau_{bu} = 0.234 MPa < \overline{\tau_{bu}} = 3.33Mpa MPa \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

- Espacement des armatures

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

- **Armatures longitudinales**  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Armatures transversales**  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$M^{\max}(x=2,56 \text{ m}) = 37,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 37,23 = 27,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 37,23 = 8.61 \text{ KN.m}$$

❖ **État limite de compression du béton**

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III1. Vérification des contraintes de compression dans le béton					
Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	27,92	5,12	2137	6.69	15
Appuis	18,61	4,686	1805,4	4,833	15

❖ **État limite de déformation**

**III.3.2.6 Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \text{ satisfaites} \quad [1]$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ , ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1 \text{ cm}$$

Tableau III 12 vérification de la flèche						
$f_{gi}$	$f_{gv}$	$f_{ji}$	$f_{pi}$	$\Delta f$ (MM)	$f_{adm}$ (MM)	OBS
1,4715	2,693	0,5492	2,2032	2,87	10	Vérifiée

III.3.2.7 ferrailage

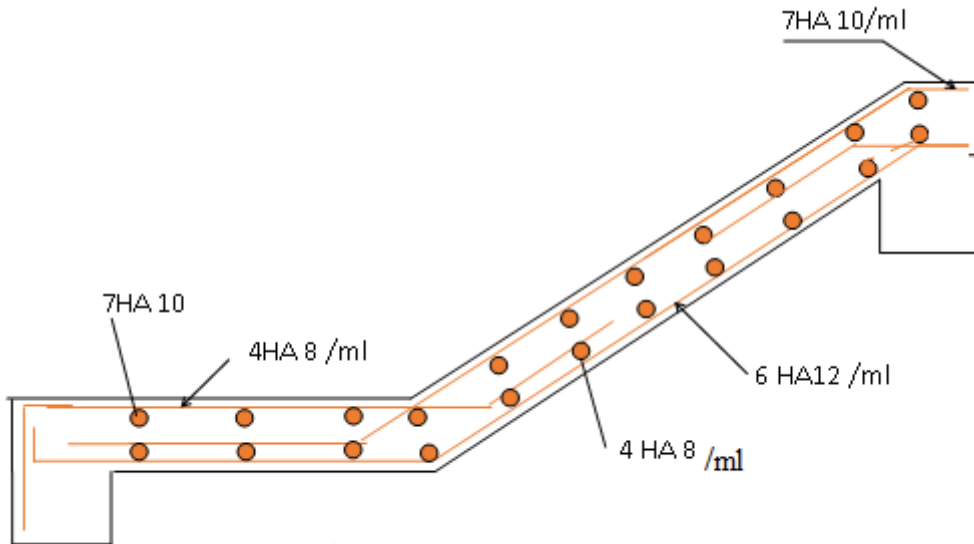


Figure III 7. schéma de ferrailage des volées (1)

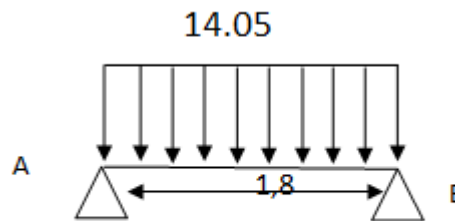
III.3.3 La volée 2:

La volée2 :  $\begin{cases} G_v = 7,63KN / m^2 \\ Q_v = 2.5KN / m^2 \end{cases}$

calcul du chargement

À l'ELU :  $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS :  $q = G + Q$



$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,05 \times 1,8$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 25,29.KN$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow (14,05 \times \frac{1,8^2}{2}) = R_A * 1,8$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 12,645KN \\ R_A = 12,645KN \end{cases}$$

III.3.3.1 Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$M_0 = ql^2/8 = 5,69KN.M$$

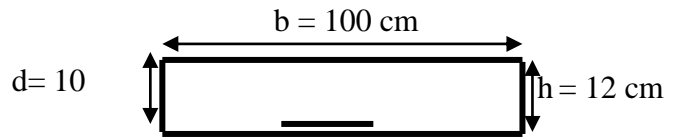
$$T_x = 12,645 - 14,05x$$

$$T(0) = 12,645KN$$

$T(1,8) = -12,645 \text{ KN}$

**III.3.3.2 calcul du Ferrailage:**

$M_0 = M^{\max} = 5,69 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 5,69 = 4,267 \text{ KN.m}$   
 $M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 5,69 = 2,845 \text{ KN.m}$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III 13 Résultat de ferrailage de l'escalier							
Localisation	M( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée(cm <sup>2</sup> )	A min(cm <sup>2</sup> )	A adoptée/ml
En travée	4,267	0,03	0.038	0,098	1,25	1,2075	2HA10=2,07
En appui	2,84	0,02	0.025	0.098	0,82	1,2075	3HA8=1,51

❖ Les armatures de répartition

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

Tableau III 14 Résultat des armatures de répartition		
		Ferrailage
En appuis	$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,3775 \text{ cm}^2$	$A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2$
En travée	$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{2,07}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$	$A_r^t = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2$

**III.3.3.3 Vérifications :**

❖ Vérification à l'ELU :

▪ Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,645 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.126 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible

$\tau_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_{bu} = 0.126 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement



▪ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

- **Armatures longitudinales**  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Armatures transversales**  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS**

$M^{\max} = 4,102 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 \times 4,102 = 3,07 \text{ KN.m}$   
 $M_a = 0.5 \times 4,102 = 2,05 \text{ KN.m}$

**III.3.3.4 État limite de compression du béton**

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Tableau III 15</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.					
Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	3,07	2,2	2244	3,0108	15
Appuis	2,05	1,913	1714,7	2,28	15

**III.3.3.5 État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

[1]

$$\frac{h}{L} 12/180 = 0.0666 < \frac{3,07}{4 \times 4,102} = 0.074 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La 2 éme condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ , ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0,36\text{cm}$$

D'après les calculs la flèche est vérifiée

$$f_{adm} (\text{MM})=3,6\text{MM} > \Delta f (\text{MM})=0,0564\text{MM}$$

### III.3.3.6 Schéma de ferrailage

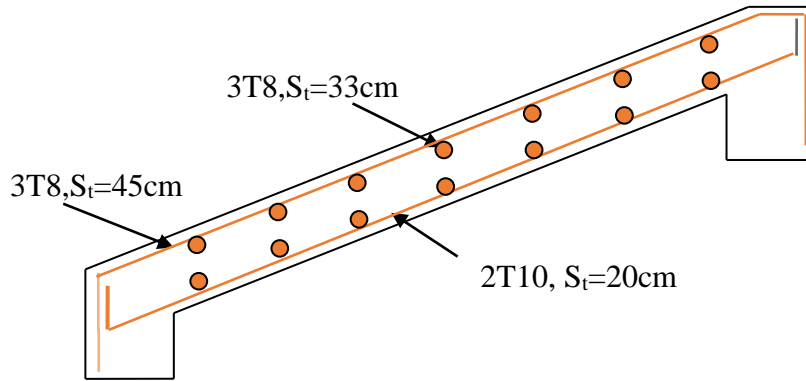


Figure II 8 schéma de ferrailage des volées (2)

### III.3.4 Panneau D<sub>5</sub> (palier de l'escalier) :

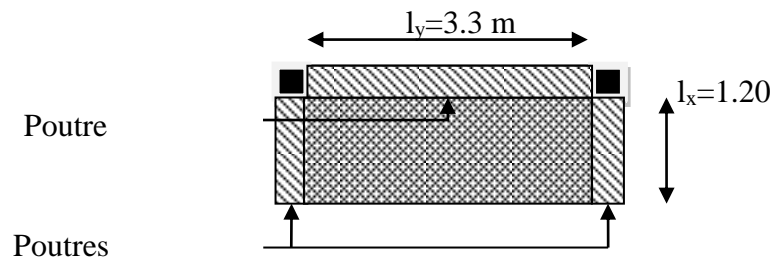


Figure II 9 Panneau D<sub>5</sub>

#### III.3.4.1 Calcul du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5 = 12.43 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

#### III.3.4.2 Ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

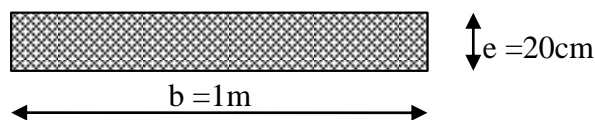


Figure II 10 Section de la dalle pleine à ferrailé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab.3.18) suivant :

Tableau III 16. Calcul du ferrailage de la dalle D <sub>2</sub>								
Localisation	M <sup>0</sup> (KN)		M <sup>t</sup> (KN)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
<b>En travée</b>								
Sens x	15.21	10.93	12.93	9.29	2.095	1.6	4HA8=2.01	25
Sens y	3.57	2.57	3.042	2.18	0.487	1.6	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>								
Sens x, y	/	/	-4.56	3.27	0.73	1.6	4HA8=2.01	25

$$\text{Avec } A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e$$

### III.3.4.3 Vérification diverse :

#### A l'ELU :

##### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.03725 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature trans}$$

##### ❖ Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

##### ❖ vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

Tableau III 17 Vérification des contraintes					
Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-3.27	7683.7	3	1.28	15
Travées (x)	9.29	18659	4.12	2.051	15
Travées (y)	2.18	5957.1	2.63	0.968	15

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

III.3.4.4 Schéma de ferrailage :

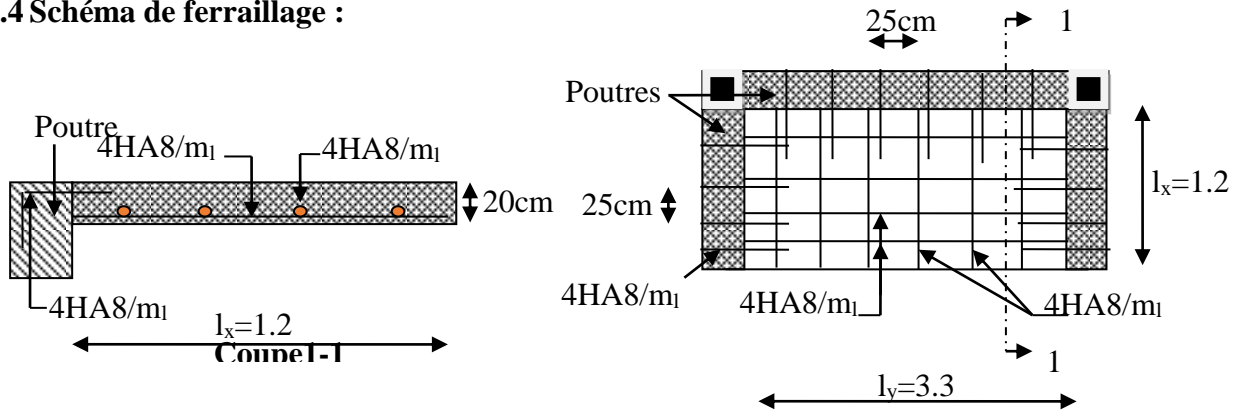


Figure II 11 Schéma de ferrailage de D5 (palier)

III.3.5 Etude De la poutres palier :

III.3.5.1 Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm.}$$

III.3.5.2 Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \text{ pour les trois type}$$

III.3.5.3 Calcul en flexion simple :

❖ Charge revenant aux poutres :

Tableau III 18 Charge revenant aux poutres.			
Types Poids propre (KN/ml)		Réaction des escaliers(KN)	
		ELU	ELS
1	2,25	54,865	39,697

III.3.5.4 calcul de sollicitation et ferrailage :

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{Q \times l^2}{8} & V_{u \max} &= \frac{Q \times l}{2} \\ M_u^t &= 0.85 M_{0u} & M_{ser}^t &= 0.85 M_{0ser} \\ M_u^a &= -0.5 M_{0u} & M_{ser}^a &= -0.5 M_{0ser} \end{aligned}$$

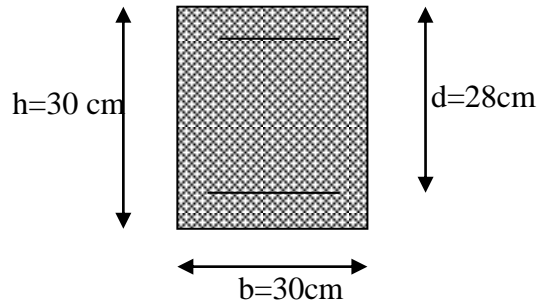


Figure II 12 Section à ferrillée

Tableau III 19 calcul des poutres palières en flexion simple

Type	M <sub>0 u</sub> (KN.m)	M <sub>0 ser</sub> (KN.m)	M <sub>u</sub> (KN.m)		M <sub>ser</sub> (KN.m)		A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	V(KN)	t(MPa)
			travée	appui	travée	appui	travée	appui			
1	78,81	57,61	66,99	-39,40	48,96	-28,55	7,57	4,31	1.014 3	95,53	1,137

D'après le tableau en remarque que :

$$t < \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33$$

❖ **Armatures transversales :**

Pour tous les types on a :

On fixe S<sub>t</sub>=20 cm

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0,6$$

$$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{i28}) S_t / 0.9 f_e \Rightarrow A_t \leq 0,845$$

⇒ l'effort tranchant n'a aucune influence sur les armatures transversales.

Donc soit un cadre 4Ø8 ⇒ A<sub>t</sub>=2.01 cm<sup>2</sup>.

❖ **Verification de la contrainte de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab3.38) suivant :

Tableau III 20 Vérification des contraintes

Type	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1 Appuis	28,55	31750	9,21	6,68	15
1 Travées	48,58	48042	11,5	11,63	15

III.3.5.5 Calcul des poutres palières a la torsion :

❖ Définition des paramètres étulisés :

❖ Moment de torsion  $M_t$  :

$$M_t = \frac{m_t \times l}{2} \quad \text{tel que } m_t = |M_a^v - M_a^p|$$

$M_a^v, M_a^p$  sont respectivement le moment de la volée et du palier au niveau de leurs appuis.

III.3.5.6 Contrainte de cisaillement ultime de torsion

$$\tau_{tu} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33$$

III.3.5.7 Ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M \times \mu \times \gamma_s^2}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\text{Avec } \Omega = 0,0625\text{cm}^2$$

$$\mu = 10\text{cm}$$

$$e = \frac{a}{6} = 5\text{cm}$$

❖ Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

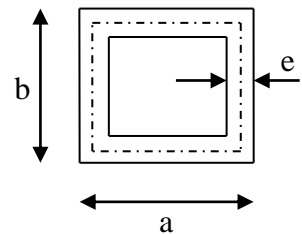


Figure II 13 section d'armature

Tableau III 21 calcul des poutres palières a la torsion						
Type	$M_t(\text{KNm})$	$\tau_{tu} (\text{MPa})$	$A_l (\text{cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_l \text{ min} (\text{cm}^2)$	$A_t \text{ min} (\text{KN.m})$
1	34,92	5,58	8,03	1,04	1,0143	1,0143

III.3.5.8 Ferrailage final des poutres palières :

❖ type 1 :

Armatures longitudinales :

En travée :  $A_t = 7,75 + (8,03/2) = 11,765\text{cm}^2$  on choisit  $A_t = 6\text{HA}16 = 12,06\text{cm}^2$

En appui :  $A_a = 4,31 + (8,03/2) = 8,325\text{cm}^2$  on choisit  $A_a = 2\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 8.42\text{cm}^2$

Armature transversales :

$A_T = 0.845 + 1,04 = 1,885\text{cm}^2$  on choisit  $A_T = 4\text{cadre}\phi 8 = 2,01\text{cm}^2$

Vérification des conditions de RPA des armatures longitudinales

$$A_{min}=0,5\% \cdot B=4,5\text{cm}^2 < A_{I_{tor}}=11,765$$

$$A_{min}=0,4\% \cdot B=3,6\text{cm}^2 < A_{I_{tor}}=8,325$$

**Vérification de cisaillement**

$$\tau_{tu}(\mathbf{f.s})=1,137\text{MPa} \quad \tau_{tu}(\mathbf{tors})=5,58\text{MPa} \quad \tau_{tu}(\mathbf{tot})=(1,137^2+5,58^2)=5,70 > 3,33$$

$$\tau_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à : b=35  
H=40

$$\tau_{tu}(\mathbf{tot})=2,62 < 3,33 \quad \text{vérifié}$$

**III.3.5.9 Vérification de la flèche :**

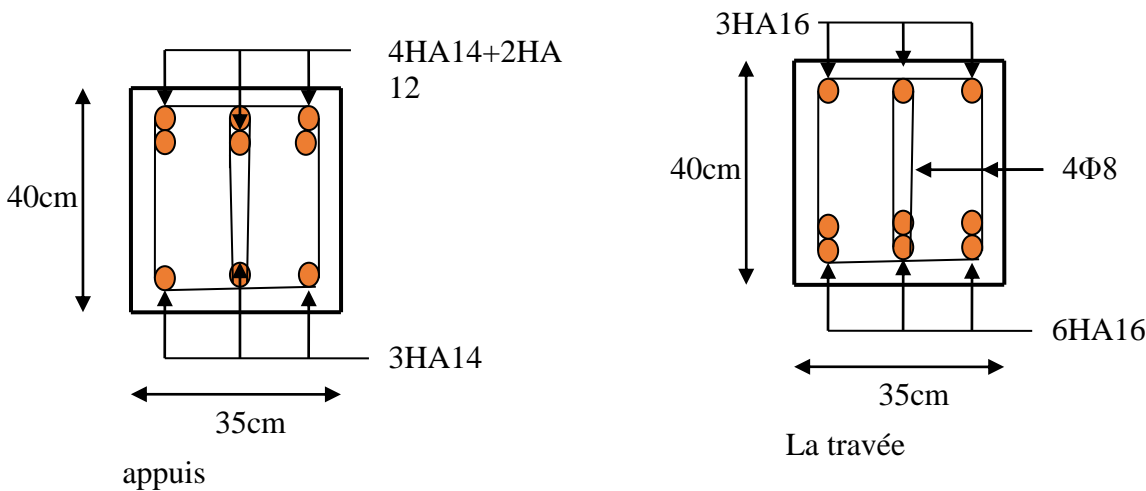
D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau III 22 Vérification des conditions de la flèche			
Type	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
1	0.121 ≥ 0.0625	0.121 ≥ 0.0849	0.00906 ≤ 0.0105
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc d'après le tableau c'est inutile de faire la vérification de la flèche pour la poutre palier

**III.3.5.10 Schéma de ferrailage :**



**Figure II 14** Schéma de ferrailage des poutres palières

**III.4 . Ascenseur :**

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

**III.4.1 Les caractéristiques :**

- $V=1\text{m/s}$  → vitesse de levage.
  - $P_m = 15\text{KN}$  : charge due à la salle de machine.
  - $D_m = 51\text{ KN}$  : charge due au poids propre de la L'ascenseur.
  - $F_c = 145\text{ KN}$  : charge due à la rupture des cables.
  - Poids de 08 personnes = 630 kg.
- $P = 15+51+6.3 = 72.3\text{KN}$ .

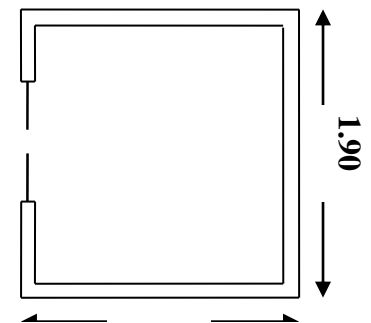


Figure II 15 Cage de l'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- dalle de salle machine (locale).
- 2)- dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

**III.4.2 Calcul du premier type de dalle :**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 15\text{ cm}$ .

On a  $P = 72.3\text{KN}$ .

$h_0 = 15\text{ cm}$  : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5\text{ cm}$  : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $l_x = 1.60\text{m}$ .

$b_0$  et  $V$  dimensions //  $l_y = 1.90\text{m}$ .

$U$  et  $V$  les cotés de rectangle

D'impact.

$a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.

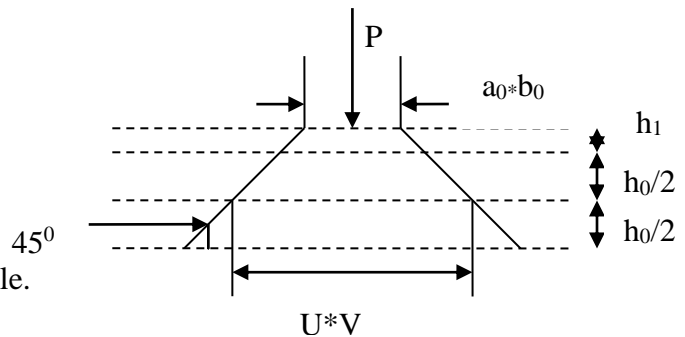
Avec :  $U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton)  $v = 1\text{m/s}$  ( $a_0 = b_0 = 80\text{cm}$ )

$U = 80 + 15 + 2 \cdot 5 = 105\text{ cm}$ .

$V = 80 + 15 + 2 \cdot 5 = 105\text{ cm}$ .



**Calcul à l'ELU :**

**III.4.2.1 Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :**

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu : \text{coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

On  $\rho = \frac{160}{190} = 0,84$  ,



$$\frac{U}{l_x} = \frac{80}{160} = 0.64 \text{ ,}$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{80}{190} = 0,54$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,089$$

$$M_2 = 0,073$$

$$P_u = 1,35 * 72.3 = 97.605 \text{KN.}$$

$$M_{x1} = 97.605 * 0,089 = 8.686 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.605 * 0,073 = 7.125 \text{KN.m}$$

### III.4.2.2 Évaluation des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$  la dalle travail dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0,0586$$

$$\mu_y = 0.7655$$

$$q_u = 1.35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 4.85 = 8.05 \text{KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 8.05 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0586 * 8.05 * (1.6)^2 = 1.208 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7655 * 1,68 = 0.925 \text{KN.m}$$

#### Superposition des moments:

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.894 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.05 \text{KN.m}$$

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,75 * M_y = 0,75 * 9.894 = 7.4205 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,75 * M_x = 0,75 * 8.05 = 6.0375 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 * M_x = 0,5 * 9.894 = -4.847 \text{KN.m}$$

Tableau III 23 Tableau des ferrillages de la dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	choix	(cm)
	X-X	6.957	0.029	0.037	0.13	1.54	1.272	4HA8=2.01	25

Travée	Y-Y	5.45	0.023	0.029	0.13	1.2	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.638	0.019	0.024	0.13	1.03	1.272	4HA8=2.01	25

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

$$h_0 = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,84 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \% \quad \text{Pour HA fe E400}$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2$$

**Vérification au poinçonnement:**

On doit vérifier :  $P_u \leq 0,045 * U_c * b * f_{c28} / \gamma_b$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 80) = 420 \text{ cm}$$

$$0,045 * 4,20 * 0,15 * 25 / 1,5 = 472,5 \text{ KN}$$

Or :  $P_u = 1,35 * P = 1,35 * 72,3 = 97,605 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN}$  condition vérifiée.

**Les espacements :**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

**Vérification à l'ELS :**

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 72,3 (0,089 + 0,2 * 0,073) = 7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 72,3 (0,089 + 0,2 * 0,089) = 6,56 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = q + G = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,84 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0586, \mu_y = 0,7655.$$

$$M_{x2} = 0,0586 * 5,85 * (1,6)^2 = 0,88 \text{ KN.m,}$$

$$M_{y2} = 0,7655 * 0,88 = 0,67 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments en travée et en appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 (7,49 + 0,88) = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 (6,56 + 0,67) = 7,23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 * M_x = -4,185 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  vérification de la contrainte du béton

$$\text{comprimé. } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III 24 Vérification des contraintes				
Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-4.185	2.51	4.09	15
Travées (x)	6.2775	2.51	3.54	15
Travées (y)	5.4225	2.51	2.73	15

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

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc il n'y a aucune vérification à effectuer.

❖ **Etat limite de déformation :**

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$
- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Calcul de deuxième type de dalle :**

**III.4.3 Calcul de la dalle de la cuvette:**

Les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale des machines.

**Calcul a l'ELU :**

– poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 5 \text{ KN/m}^2$ .

– poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1,90 \times 1,60} = 45,70 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 50,77 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow qu = 1,35 G_{total} + 1,5 \times Q = 69,945 \text{ KN/ml}$$

$\rho = 0,84 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = 0,0517 * 69,945 * (1,6)^2 = 9,257 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,6678 * 9,257 = 6,182 \text{ KN.m}$$

**III.4.3.1 Les moments en travée et en appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 * 9,257 = 6,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 * 6,182 = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 * M_x = -4,63 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, les calculs sont regroupés dans le tableau (tab.III.25.) suivant

Tableau III 25 Ferrailage de la dalle de la cuvette					
Localisation	M	Z (cm)	A min	A calculée	A adoptée (cm <sup>2</sup> )

	( KN.m)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
En travée (x)	6.94	0.128	1.296	1.53	4HA8=2.01
En travée (y)	4.64	0.128	1.296	1.03	3HA8=1.50
En appui	-4.63	0.128	1.296	1.03	3HA8=1.50

### III.4.3.2 Vérification à l'ELU :

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

$$h_0 = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,84 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \% \quad \text{Pour HA fe E400}$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$:V_u^x = \frac{Q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 37.23 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{Q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = 22.23 \text{ KN}$$

#### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc :

$$V_{\max} = 37.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.286 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

#### Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

### III.4.5.3. Calcul à l'ELS:

\* Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 51.55 \text{ KN.}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x0} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 7.75 \text{ KNm}$$

$$M_{0}^{yx} = \mu_y \times M_{x0} \Rightarrow M_{y2} = 5.93 \text{ KNm}$$

Moment corrigée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_0 = 5.813$$

$$M_{Ty} = 0.75 \times M_0 = 4.4475$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -3.875$$

Etat limite de compression du béton :

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

Tableau III 26 Vérification des contraintes				
Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-3.875	2.51	3.79	15
Travées (x)	5.813	2.51	2.90	15
Travées (y)	4.4475	2.51	2.53	15

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la fissuration est peut nuisible donc il n'y a aucune vérification à effectuer.

❖ Etat limite de déformation : .....BAEL91 (Art. B. 7. 5)

- $\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Leftrightarrow 0.09375 > 0.0375$ .....condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_c} \Leftrightarrow 0.000154 < 0.005$ .....condition vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage :

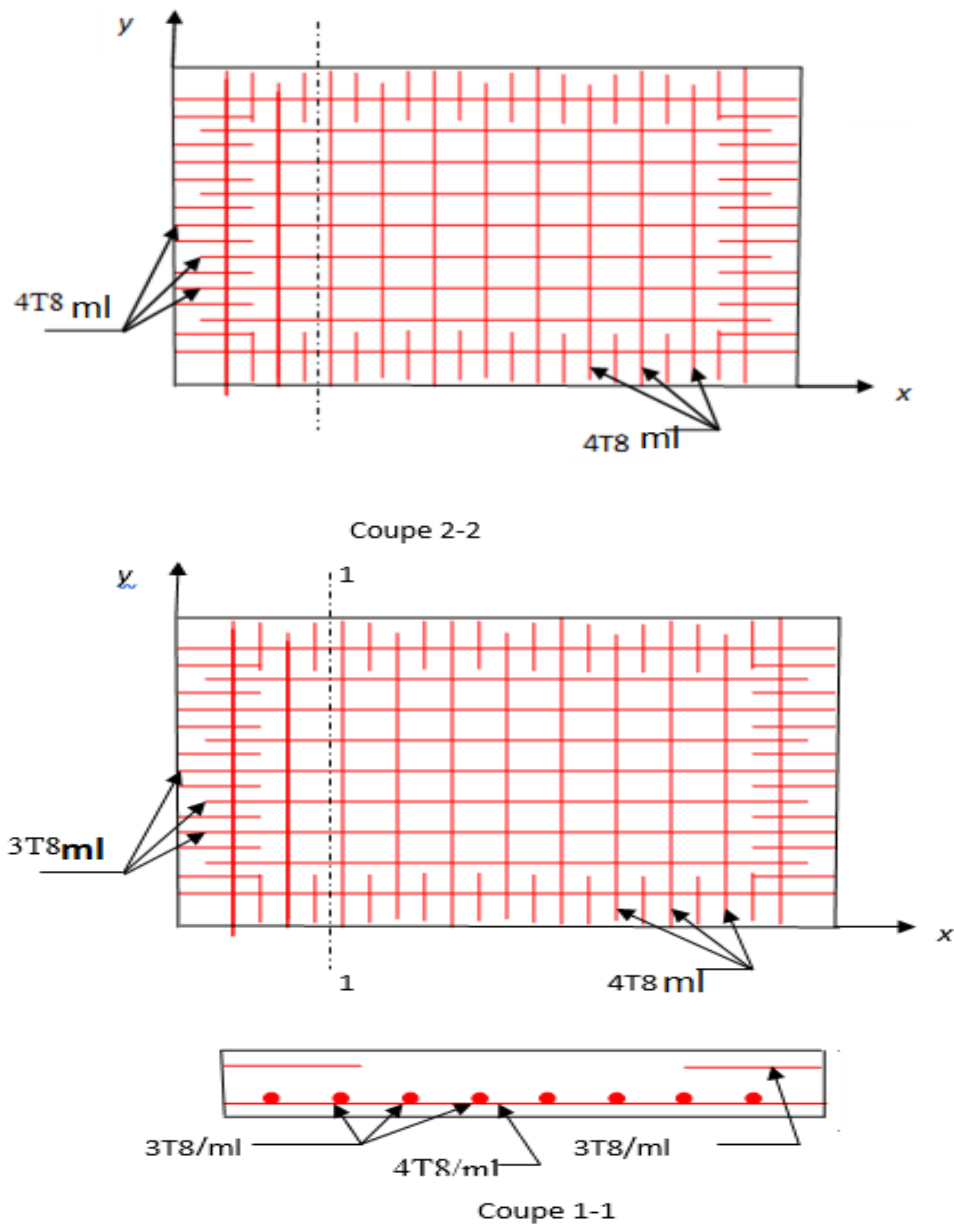


Figure II 16 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

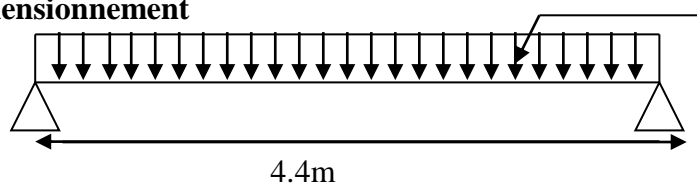
**III.5 Etude de la poutre de chaînage :**

**III.5.1 Definition**

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

Poids du mur

**III.5.2 Dimensionnement**



On a :  $L_{max} = 4.4m$

$$l/15 \leq h \leq l/10$$

$$b \geq (\frac{2}{3}; 15cm) = \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

Soit :  $h_t = 35cm$      $b = 30 cm$

**III.5.3 les sollicitations**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre :  $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.1875 KN/m^2$ .
- Poids du mur :  $G_M = 2.66 \times (3.06 - 0.50) = 7.2086 KN/m^2$ .

Donc :  $G = 9.3961 KN/m^2$ .

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 12.68 KN/m \quad P_s = G = 9.3961 KN/m$$

✓ Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 40.36 KN m$$

**a) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple**

$b = 30cm$      $h = 35cm$      $d = 33cm$      $f_{C28} = 25Mpa$      $f_{bu} = 14,2Mpa$      $f_{st} = 400Mpa$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III 27 Calcul des armatures principales						
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	34.31	0.073	0.094	0.32	3.10	3HA12=3.39
Appui	12.01	0.026	0.033	0.325	1.17	3HA10=2.36

**III.5.4 Verifications à l'ELU**

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 27.897 KN.$$

$$\tau_u = \frac{27.897 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.282 MPa < \tau_u = 3.25 MPa \text{ (F.P.N).....vérifiée.}$$

✓ calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{\min}\right) = 10\text{mm}$$

Soit cadres T8 plus étriers T8  $A_t = 3A8 = 1.51\text{cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

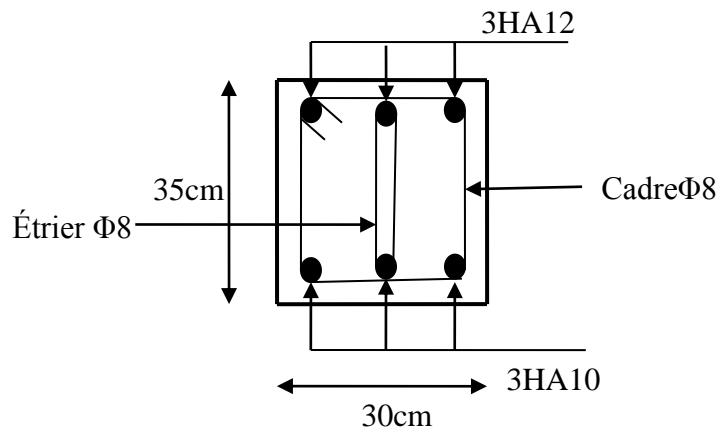
Tableau III 28 Vérification des contraintes à l'E.L.S						
Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	34.31	9.02	5189.17	5.96	15	
Appui	12.11	7.884	50186.92	1.91	15	

✓ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

Tableau III 29 Vérification de la flèche						
$f_{gi}$ (m)	$f_{gv}$ (m)	$f_{ji}$ (m)	$f_{pi}$ (m)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)	Obs
0,1104	0,254	0,205	0.004855	0.233	0.88	Vérifiée

**III.5.5 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**



**Figure III.27.** Ferrailage de la Poutre de chaînage



Étude de l'acrotère

**III.5.6 Hypotheses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

**III.5.7 Évaluation des charges et surcharges :**

Verticales :

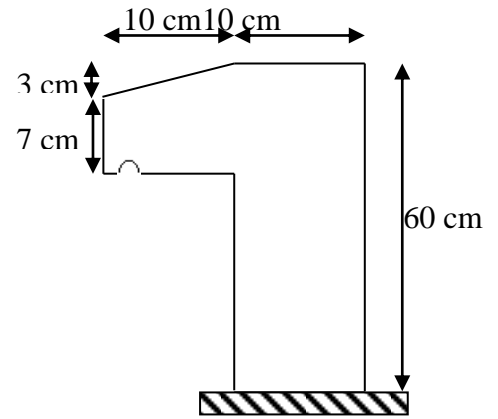


Figure 17 Acrotère

Tableau III 30 Charges et surcharges.				
Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.36	2.085	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

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

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.  
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,08 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,08 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

Donc :

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

❖ Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_c = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

❖ Moment engendré par les efforts normaux :

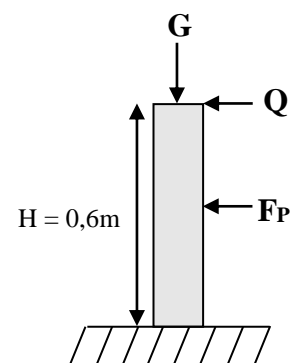


Figure II 18 Les Sollicitations sur l'acrotère

$$N_G = 2,085 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1 \times 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m.}$$

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III 31 Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F <sub>p</sub>	1,35 × G + 1,5 × Q	G+Q
N (KN)	2.085	2.81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

**III.5.7.1 Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m$$

$$\frac{H}{6} = 0.016m$$

$$\left. \begin{matrix} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m \\ \frac{H}{6} = 0.016m \end{matrix} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e<sub>3</sub>) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_U = N_U \times e_t = 2.085 \times 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 \times 10^{-4} - \frac{2.085 \times 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

### III.5.8 . Ferrailage:

#### A. ELU :

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

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

#### ❖ Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

#### ❖ Espacement :

$$1. \text{ Armatures principale : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$2. \text{ Armatures de répartitions : } S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$$

#### ❖ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times (F_P + Q) = 1,5 \times 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa. } \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque cisaillement}$$

**III.5.8.1 Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi = 1.885$$

$$\frac{3000 \times 10^{-3} \times (L+3)}{0.9 \times 0.08 \times 1.885 \times 10^{-2}} = 2.21 \text{MPa}$$

$$\tau^- = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{c28} = 2.83 \text{MPa}$$

Pas de risque par rapport à l'adhérence

**III.5.8.2 LS : (vérification des contraintes).**

$d = 0.08 \text{ m}$  ; D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**  $C = d - e_A$ ;

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{m} < h/2 = 0.3 \text{m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad \Rightarrow \text{C à l'extérieur de la section.}$$

Tel que :

$$y_{ser} = y_c + c \quad p = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^3 \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération  $y_c = 0.25 \text{m}$ . Donc,  $y = 0.0423 \text{m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III.5.9 Schéma de Ferrailage:

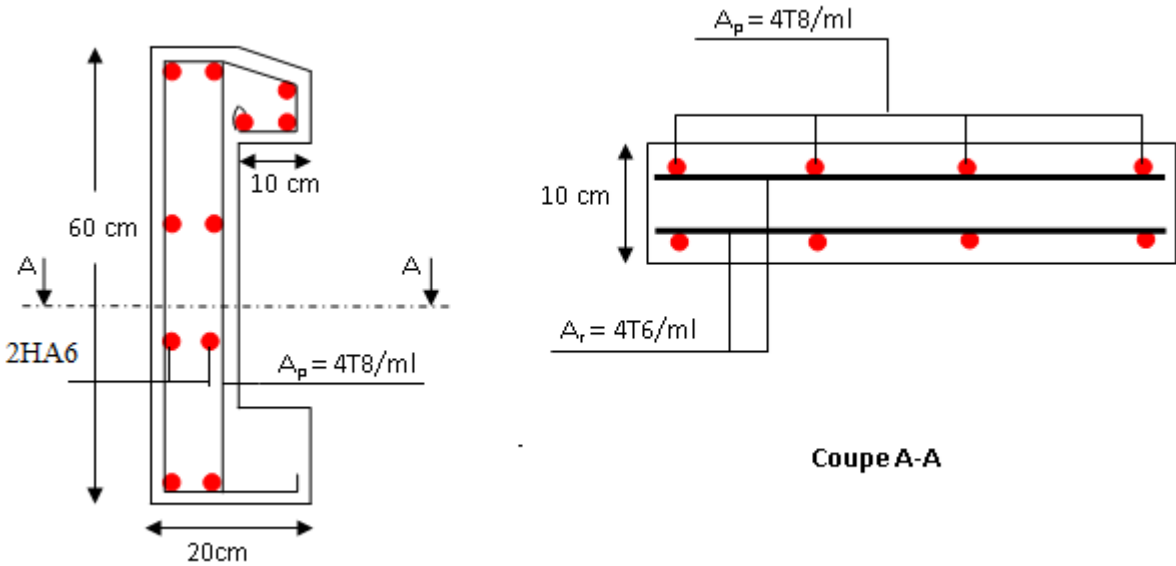


Figure II 19 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## IV.1. INTRODUCTION

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature des matériaux considérés, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300 km ; cette profondeur n'est pratiquement jamais supérieure à 700 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité : ils peuvent être à l'origine de vastes dislocations, appelées « failles ».

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est l'ETABS *version.16.2.0*.

## IV.2. OBJECTIFS ET EXIGENCES

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

### IV.3. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies, 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

### IV.4. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

#### IV.4.1. Calcul de la force sismique V statique

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

RPA 99 (Article .4.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas :  $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  . RPA 99 (Article .4.2.3).

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq.				
Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	0			0.05
Redondance en plan		0.05	0	
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Donc

$Q_y=1.05$

$Q_x=1.05$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du



facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure

$$(T) D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

$$(\text{Site S3}) \begin{cases} T_1=0.15 \\ T_2=0.5 \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ . RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.82 \end{cases}$

#### IV.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

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

$\Rightarrow h_N=33.66m$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$\Rightarrow C_T=0.05$  RPA (tableau 4.6)

$T_1=0.699$  on prend  $T=0.70$

Selon l'article 4.2.4(4)R.P.A99/V2003 la période doit être majorée de 30%

Donc  $T=1.3*0.70=0.91$  second.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que :

$$\begin{cases} T_x=\min(0.7 ;0.613)=0.613 \\ T_y=\min(0.7 ;0.91)=0.7 \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{cases} \text{Sens (X) :}D_x=1.781 \\ \text{Sens (Y) :}D_y=1.631 \end{cases}$$

●le poids totale de la structure :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA/2003(formule (4-5))}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_Q$  : Surcharge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.2$

$$W=3190.699 \text{ KN}$$

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.924 \times 105}{5} \times 3190.699$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.762 \times 1.15}{5} \times 3190.699$$

$$\begin{cases} V_x=1795.15 \text{ KN} \\ V_y=1643.65 \text{ KN} \end{cases}$$

### IV.4. 3.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose

#### a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**)

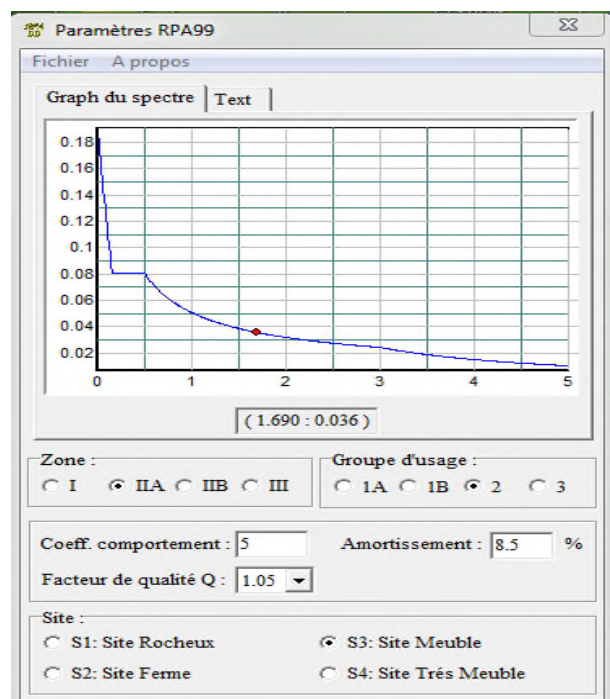
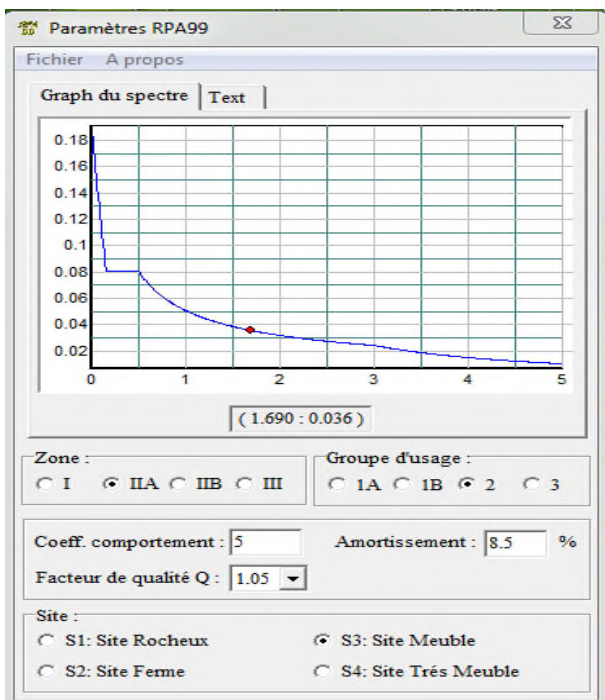


Figure IV 1 : spectre de réponse sens X

$$V_{x,Dyn}=1462.99 \text{ KN}$$

Figure IV. 2: spectre de réponse sens Y

$$V_{y,Dyn}=1378.57 \text{ KN}$$

➤ **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

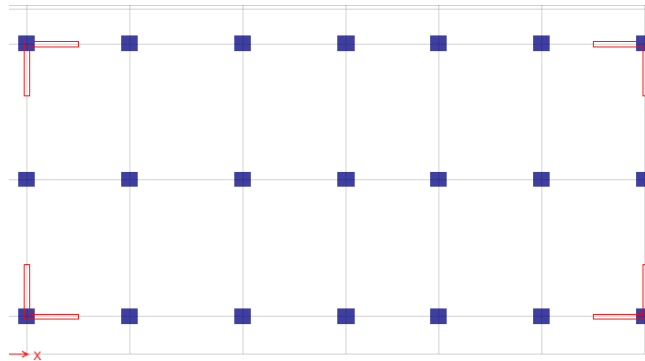


Figure IV.3: plans de disposition des voiles

✓ **Mode (1) :**

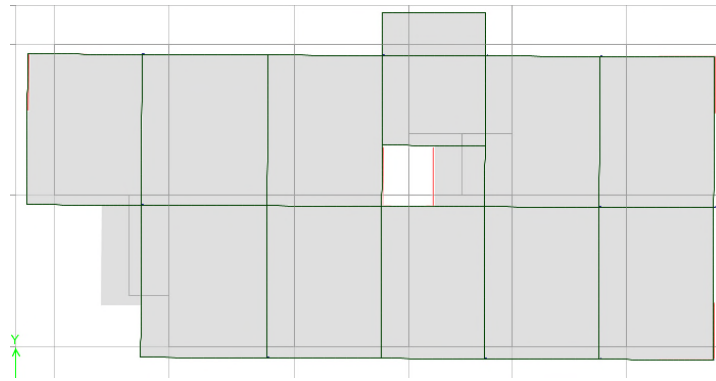


Figure IV 4: premier mode de déformation (translation suivant yy) (T=0.947 sec)

Mode (2) :

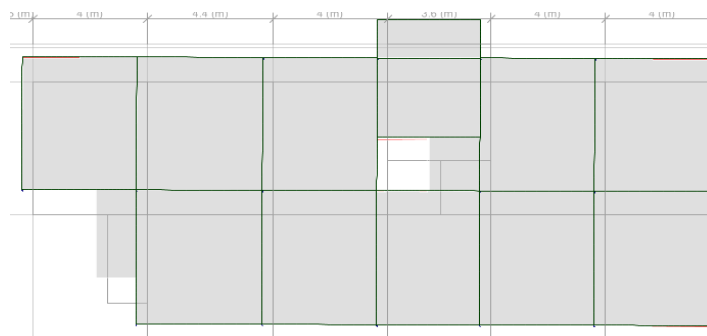


Figure IV 5.: deuxième mode de déformation (translation suivant xx)(T=0.854 s)

✓ Mode (3) :

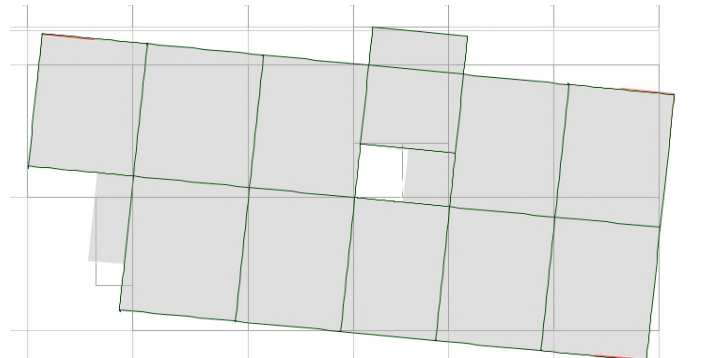


Figure IV. 6: Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.688 sec)

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau .IV.2Période de vibration et taux de participation massique			
Mode	Période (s)	Somme cumulée (%)	
		UX	UY

<b>1</b>	0.947	0.0216	0.7053
<b>2</b>	0.854	0.7265	0.7267
<b>3</b>	0.668	0.7268	0.7267
<b>4</b>	0.279	0.7315	0.8518
<b>5</b>	0.255	0.8617	0.8568
<b>6</b>	0.194	0.8618	0.8568
<b>7</b>	0.136	0.8631	0.9108
<b>8</b>	0.126	0.9156	0.912

### Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

#### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

<b>Tableau. IV. 3. Vérification de l'interaction sous charges verticale</b>				
<b>Niveaux</b>	<b>Portiques (KN)</b>	<b>Voiles (KN)</b>	<b>Portiques (%)</b>	<b>Voiles (%)</b>
<b>Entre sol</b>	30243.2	6076.68	83.27	16.73
<b>RDC</b>	24354.6	5546.23	81.45	18.55
<b>1<sup>eme</sup> étage</b>	24341.6	5116.57	82.63	17.37
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	21432.7	4607.25	82.31	17.69

3 <sup>eme</sup> étage	18487.4	4132.87	81.73	18.27
4 <sup>eme</sup> étage	14653.8	3568.14	80.42	19.58
5 <sup>eme</sup> étage	12848.2	3025.51	80.94	19.06
6 <sup>eme</sup> étage	10122.7	2420.64	80.70	19.30
7 <sup>eme</sup> étage	7351.25	1859.72	79.81	20.19
8 <sup>eme</sup> étage	4715.27	1193.56	79.80	20.20
9 <sup>eme</sup> étage	2151.7	526.093	80.35	19.65

**b) Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau IV. 4Vérification de l'interaction sous charges horizontales**

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol	473.551	949.461	33.28	66.72	369.385	932.464	28.37	71.63
RDC	543.797	778.692	41.12	58.88	446.114	793.771	35.98	64.02
1 <sup>eme</sup> étage	620.757	677.694	47.81	52.19	528.474	682.265	43.65	56.35
2 <sup>eme</sup> étage	660.156	561.853	54.02	45.98	577.731	561.874	50.7	49.30
3 <sup>eme</sup> étage	630.098	506.095	55.46	44.54	515.934	538.857	48.91	51.09
4 <sup>eme</sup> étage	594.297	405.896	59.42	40.58	495.889	444.926	52.71	47.29
5 <sup>eme</sup> étage	523.142	392.156	57.16	42.84	450.184	401.264	52.87	47.13
6 <sup>eme</sup> étage	510.63	273.987	65.08	34.92	420.783	307.687	57.76	42.24
7 <sup>eme</sup> étage	363.256	259.727	58.31	41.69	306.034	277.682	52.43	47.57
8 <sup>eme</sup> étage	324.511	142.683	69.46	30.54	282.096	148.779	65.47	34.53
9 <sup>eme</sup> étage	311.464	124.536	71.44	28.65	243.273	91.3275	72.71	27.29

**Commentaire :**

- On remarque bien que l'interaction sous les charges verticales est vérifiée sauf dans les deux étages. 7ème et 8ème

- l'interaction sous charges horizontales est vérifiée:

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st.}$ , nous avons :

<b>Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base</b>			
	$V_{dy}$ (KN)	$0.80 \times V_{st}$ (KN)	observation
Sens xx	1462.99	1436.12039	Vérifiée
Sens yy	1387.57	1314.921905	Vérifiée

- L'effort tranchant à la base est vérifié

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

<b>Tableau IV. 6 Vérification des déplacements de la structure</b>											
Niveau	$h_k$ (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
Entre sol	306	0.0613	0.3065	0	0.31	0.100	0.0765	0.383	0	0.38	0.125
RDC	306	0.1957	0.9785	0.3065	0.67	0.220	0.2496	1.248	0.383	0.87	0.283



<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	306	0.3702	1.851	0.9785	0.87	0.285	0.4785	2.393	1.248	1.14	0.374
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	306	0.5631	2.8155	1.851	0.96	0.315	0.7346	3.673	2.393	1.28	0.418
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	306	0.7616	3.808	2.8155	0.99	0.324	0.9999	5.00	3.673	1.33	0.433
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	306	0.9557	4.7785	3.808	0.97	0.317	1.259	6.295	5.00	1.30	0.423
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	306	1.1403	5.7015	4.7785	0.92	0.302	1.5024	7.512	6.295	1.22	0.398
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	306	1.3097	6.5485	5.7015	0.85	0.277	1.7231	8.616	7.512	1.10	0.361
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	306	1.4629	7.3145	6.5485	0.77	0.250	1.9186	9.593	8.616	0.98	0.319
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	306	1.5981	7.9905	7.3145	0.68	0.221	2.0906	10.453	9.593	0.86	0.281
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	306	1.6985	8.4925	7.9905	0.50	0.164	2.2145	11.073	10.453	0.62	0.202

- **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus Du

niveau « k » ; avec : 
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». 
$$v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV 7 Vérification a L'effet P-Δ.

Niveau	Hauteur (m)	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)
Entre sol	3.06	306	31990.7	0.31	1551.3274	0.021	0.38	1555.8403	0.026
RDC	6.12	306	28983.8	0.67	1528.1656	0.042	0.87	1530.8912	0.054
1 <sup>eme</sup> étage	9.18	306	25890.1	0.87	1472.944	0.05	1.14	1475.536	0.065
2 <sup>eme</sup> étage	12.24	306	22888.4	0.96	1397.1587	0.051	1.28	1399.3901	0.068
3 <sup>eme</sup> étage	15.3	306	19886.7	0.99	1299.833	0.049	1.33	1299.6945	0.067
4 <sup>eme</sup> étage	18.36	306	16930	0.97	1179.7506	0.045	1.3	1180.6168	0.061
5 <sup>eme</sup> étage	21.42	306	13973.3	0.92	1043.4731	0.04	1.22	1044.1124	0.053
6 <sup>eme</sup> étage	24.48	306	11058.2	0.85	886.0639	0.035	1.1	887.5294	0.045
7 <sup>eme</sup> étage	27.57	306	8143.17	0.77	702.7369	0.029	0.98	707.2927	0.037
8 <sup>eme</sup> étage	30.6	306	5262.7	0.68	496.605	0.024	0.86	499.6605	0.03
9 <sup>eme</sup> étage	33.66	306	2476.657	0.5	263.0472	0.015	0.62	267.9628	0.019

- **Analyse des résultats :** On remarque bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite dans les deux sens

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :  $N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :!

**Tableau IV.8Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveaux	B (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Remarque
Entre S+RDC	60	65	3900	1778.1707	0.182	Vérifiée
1 <sup>ere</sup> étage+2 <sup>eme</sup> étage	60	60	3600	1431.4029	0.159	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage+4 <sup>eme</sup> étage	55	60	3300	1106.1817	0.13408	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage+6 <sup>eme</sup> étage	55	55	3025	789.4707	0.104	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage+8 <sup>eme</sup> étage	50	50	2500	480.128	0.0768	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> étage	50	45	2250	180.1561	0.032	Vérifiée

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport  $\nu$  ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

## VI.5. CONCLUSION

Plusieurs disposition ont été modélisées afin d'arriver a satisfaire toutes les exigences de **RPA99/Version 2003**, finalement nous avons abouti a une disposition qui nous a donné un Bon comportement dynamique de la structure après avoir augmenté les sections des éléments de la structure

### Poteaux :

Entre sol+RDC : 65×60 cm<sup>2</sup>.

1<sup>er</sup> étage+2<sup>eme</sup> : 60×60 cm<sup>2</sup>.

, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage : 55×60 cm<sup>2</sup>.

5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage : 55×55cm<sup>2</sup>.

7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage : 50×50 cm<sup>2</sup>

9<sup>eme</sup> étage : 45×50 cm<sup>2</sup>

#### a) Voiles

Etages : e = 20 cm

#### b) Poutres

Poutres principales : 30×45 cm<sup>2</sup>

Poutres secondaire : 30×40 cm<sup>2</sup>



### V.1 ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS 16.2**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 version2003** suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

*Article (5.2)*

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

#### V.1.1.Recommandation du RPA99

##### a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{Article (7.5.1)}$$

##### b) Ferrailage

###### ▪ Les armatures longitudinales

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi_{MAX}$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

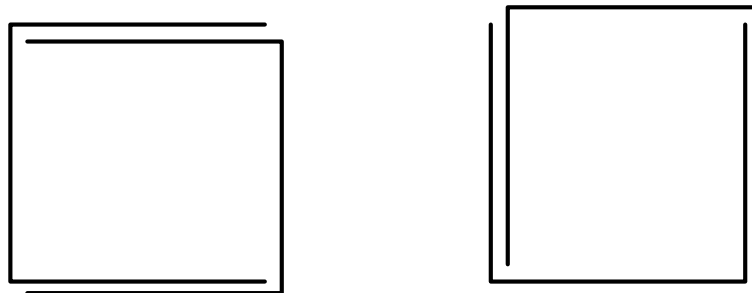
❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

❖ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**



**Figure V 1** U superposés (avec alternance dans l'orientation)

➤ **Les armatures transversales**

❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003S_t \times b$

❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

Minimum de :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$ .

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$  Avec : h : La hauteur de la poutre

❖ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

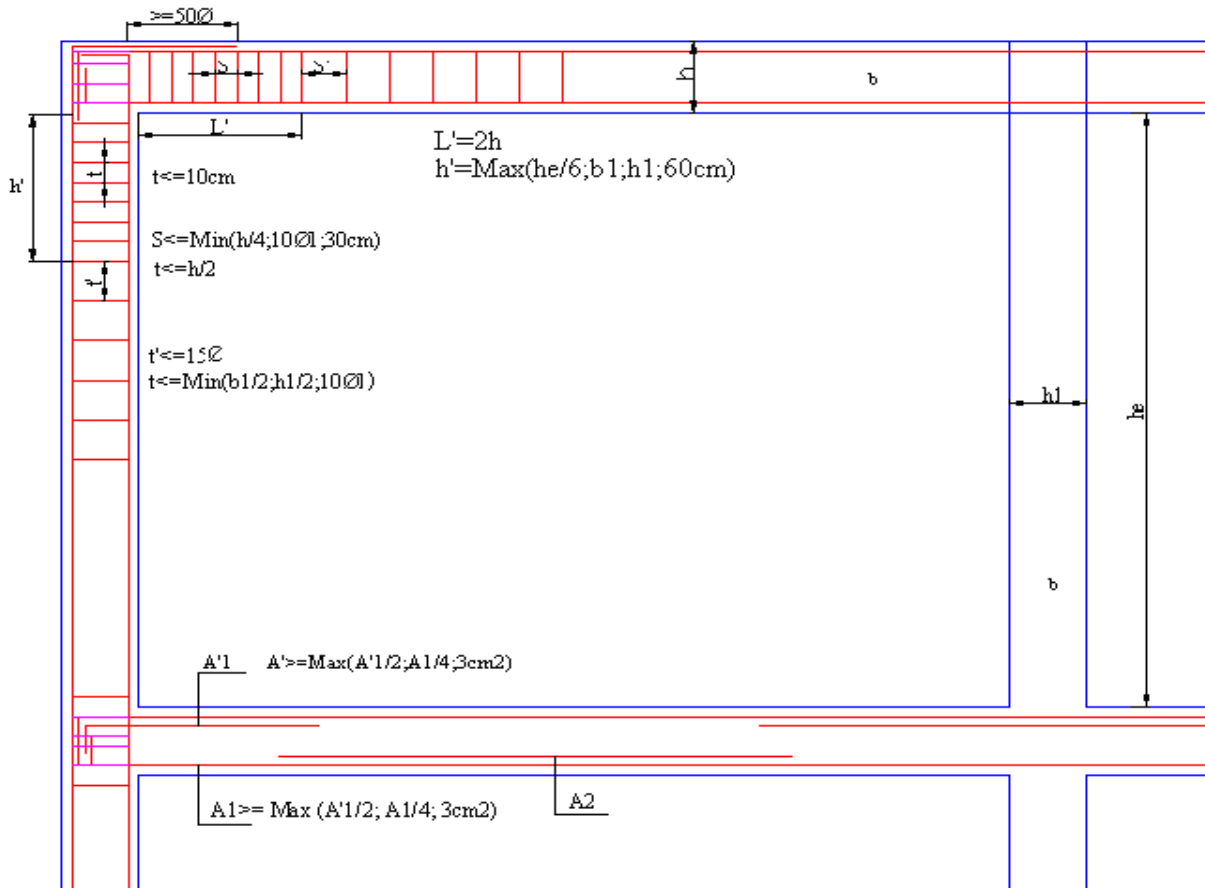


Figure 2 Dispositions constructives des portiques

### c) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du *RPA99/version2003* sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V 1** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×40	6	48	72

### V.1.2 Ferrailage des poutres

#### ➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **ETABS16.2**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

**Tableau V 2** Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	Principale	30*45	Appuis	4.78	6.75	<b>6HA12=6.79</b>
			Travées	3.88		<b>6HA12=6.79</b>
	secondaire	30*40	Appuis	4.32	6	<b>6HA12=6.79</b>
			travées	4.32		<b>6HA12=6.79</b>
Terrasse Inaccessible	Principales	30×45	Appuis	6.001	6.75	<b>6HA12 = 6.76</b>
			Travées	3.81		<b>6HA12 =6.79</b>
	Secondaires	30×40	Appuis	4.77	6	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travées	3.29		<b>6HA12=6.79</b>
Etages d'habitation	Principales	35×45	Appuis	8.03	6.75	<b>6HA14 = 9.24</b>
			Travées	5.55		<b>6HA12 = 6.79</b>
	Secondaires	30×40	Appuis	7.56	6	<b>3HA12+3HA14 = 8.01</b>
			Travées	7.56		<b>3HA12+3HA14 = 8.01</b>



**Longueur de recouvrement**

Soit  $l_r$  la longueur de recouvrement

Telle que :  $l_r > 40\phi_t$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t = 14 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 56 \text{ cm} , \\ \phi_t = 12 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 48 \text{ cm} , \\ \phi_t = 16 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 64 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on adopte } \left\{ \begin{array}{l} l_r = 60 \text{ cm} \\ l_r = 50 \text{ cm} \\ l_r = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales**❖ **Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

**a) Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2 ; 1.285 ; 3)$$

On prend  $\phi = 10\text{mm}$

**b) Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2 ; 1.143 ; 3)$$

On prend  $\phi = 10\text{mm}$

On prend 4T10 = 3.14cm<sup>2</sup> (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version 2003* (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{t\min}\right)$

-Poutres principales :  $S_t = \min(11.25 ; 14.4)$

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

-Poutres secondaires :  $S_t = \min(10 ; 14.4)$

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

- **Zone courante:**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

-Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la section d'armatures transversales**

**Poutre principales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Poutre secondaires**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

<b>Tableau V 3. Vérification de l'effort tranchant</b>			
<b>Poutres</b>	<b>Vu (KN)</b>	<b><math>\tau_{bu}</math> (MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>Poutres principales</b>	111.962	0.867	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutres secondaires</b>	75.1708	0.659	<b>Vérifiée</b>

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Tableau V 4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</b>						
<b>Poutres</b>	<b>A<sub>l</sub> (cm) Appu i</b>	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	<b>Observation</b>
<b>Principale</b>	9.24	111.962	128.9494	3.21	6.36	<b>Vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	8.01	75.1708	106.75	3.005	5.76	<b>Vérifiée</b>

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau V 5. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS**

poutres	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	67.1988	15.95	143966.7	7.44	15	Vérifiée
	Travée	38.1264	14.02	113095.5	4.72	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	54.4294	13.89	96640.5	7.82	15	Vérifiée
	Travée	36.3549	13.89	96640.5	5.22	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le *CBA93* et *BAEL91*, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

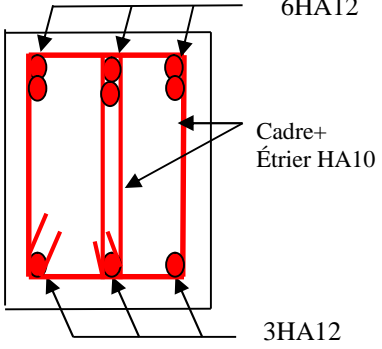
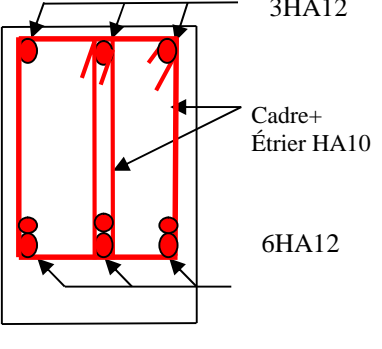
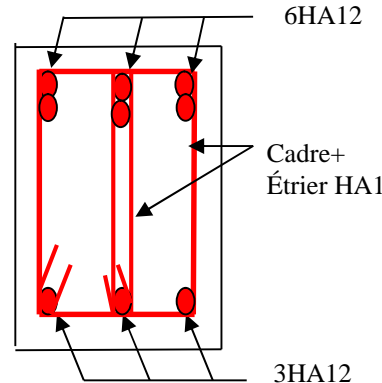
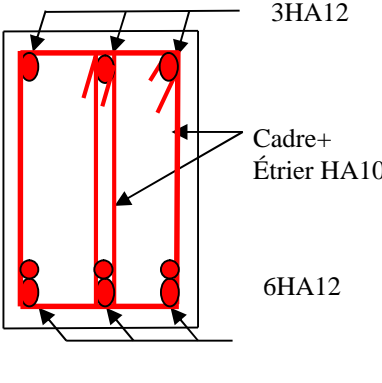
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

POUTRE	ht(cm)	b(cm)	L(m)	As(cm <sup>2</sup> )	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
P.P	0.45	0.30	4.65	6.79	0.09 ≥ 0.0625	0.0967 ≥ 0.0965	0.00522 ≤ 0.0105
P.S	0.40	0.30	3.8	8.01	0.097 ≥ 0.0625	0.114 ≥ 0.111	0.00702 ≤ 0.01

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.3 Schéma de ferrailage des poutres

➤ Pour le plancher terrasse inaccessible et RDC

Tableau V 6. Schémas de ferrailage des PP et PS.		
	En appui	En travée
Poutres principales	 <p>6HA12</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>6HA12</p>
Poutres secondaires	 <p>6HA12</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>6HA12</p>



## V.2.1. Les sollicitations dans les poteaux

## V.2.2. Ferrailage Armatures longitudinales

Tableau V 7 Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	comb	Type de section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
entre, sol et RDC	65*60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2927,958	3,7048	126,748	ELU	SEC	0	31.2	16HA16 =32.17
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-801,435	84,9972		RPA	SET	13.50		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-393,33	106,5786		RPA	SPC	0		
1 et 2	60×60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2346,429	2,891	114,639	ELU	SEC	0	30.28	12 HA 16 + 4 HA 14 = 29.34
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-651,904	46,3858		RPA	SET	10.21		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-30,7838	120,9821		RPA	SPC	5.68		
3 et 4	60×55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1811,444	3,1053	102.3656	ELU	SPC	0	26.52	12HA14 +4HA16 =26.52
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-410.359	42.3353		ELA	SET	7.01		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-21.5449	107.4243		ELA	SPC	5.74		
5 et 6	55×55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1288.033 5	2.8949	93.5347	ELU	SPC	0	24,2	16 HA 14 = 24.63
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-203.607	36.467		RPA	SET	4.36		

7 et 8	50×50	$M_{max} \rightarrow N_c$ or	310.369	92.8025	81.018	RPA	SPC	0	20	8HA14 + 8HA12 =22.18
		$N_{max} \rightarrow M_c$ or	744.8065	1.5928		ELU	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_c$ or	-73.0793	30.9174		RPA	SET	2.94		
		$M_{max} \rightarrow N_c$ or	95.4915	72.7965		RPA	SPC	3.10		
9	50×45	$N_{max} \rightarrow M_c$ or	274.1297	1.3151	47.7635	ELU	SPC	0	18	12 HA14 + 4HA14 = 18.47
		$N_{min} \rightarrow M_c$ or	-37.7103	3.4384		RPA	SET	0.69		
		$M_{max} \rightarrow N_c$ or	114.9616	65.4702		RPA	SPC	2.46		

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\alpha_1$ (cm)	$l_p$ (cm)	$\lambda_p$	$V_u$ (KN)	$l_p$ (cm)	$S_t$ (zone nodale) (cm)	$S_t$ (zone Courante) (cm)	$A_{t,cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t,adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC +S	60×65	1.4	182.7	2.81	127.030	3.75	10	10	1.83	4.8	7HA10=5.50
1 et 2	60×60	1.4	182.7	3.045	115.235	3.75	10	10	1.80	4.7	6HA10=4.71
3 et 4	60×55	1.2	182.7	3.045	103.1635	3.75	10	10	1.61	4.33	6HA10=4.71
5 et 6	55×55	1.4	182.7	3.32	94.501	3.75	10	10	1.61	3.96	6HA10=4.71
7 et 8	50×50	1.2	182.7	3.654	81.886	3.75	10	10	1.53	3.182	6HA10=4.71
9	45×50	1.2	182.7	3.654	50.0442	3.75	10	10	0.93	2.86	6HA8=3.01



**V.2.3. Vérifications**

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda$	$\alpha$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
1	60×65	2.61	1.827	15.051	0.82	32.17	0.3654	2933.95	6466.21
2,3 et 4	60×60	2.61	1.827	15.051	0.82	30.28	0.3364	2349.85	5973.34
5, 6 et 7	55×60	2.61	1.827	16.419	0.81	26.52	0.3074	1813.35	5358.81
8 et 9	55×55	2.61	1.827	16.419	0.81	24.63	0.2809	1289.33	4907.42
	50×50	2.61	1.827	18.061	0.80	22.18	0.2304	775.9788	4030.51
	45×50	2.61	1.827	20.068	0.79	18.47	0.2064	275.7245	3527.07

**Commentaire :** On voit bien que N<sub>max</sub><N<sub>u</sub> pour tous les niveaux, donc il n’y pas de risque de flambement.

**Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveaux.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

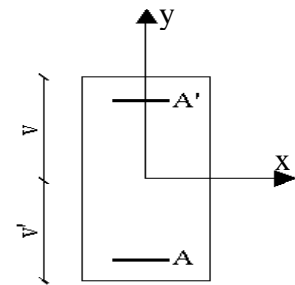
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure.V.3** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)
RDC+S	60*65	63	16.085	32.5	32.5	0.015	2133.79	2.7293	5.2	5.09
1 et 2	60*60	58	15.14	30	30	0.012	1709.71	2.2117	4.41	4.51
3 et 4	60*55	58	13.26	30	30	0.011	1319.50	2.405	3.83	3.7

5 et 6	55*55	53	12.315	25.5	25.5	0.0088	938.47	2.2774	2.99	2.85
7 et 8	50*50	48	10.09	25.5	25.5	0.008	565.332	1.2847	1.82	1.73
9	45*50	48	9.235	25	25	0.0061	201.8391	1.49	0.80	0.79

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Vérification aux des sollicitations tangentes Selon *le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
RDC+ S	65 × 60	2.61	2.81	0.04	63	127.03	0.33	1
1 et 2	60 × 60	2.61	3.045	0.04	58	115.23	0.33	1
3 et 4	60 × 55	2.61	3.045	0.04	58	103.16	0.32	1
5 et 6	55 × 55	2.61	3.32	0.04	53	94.50	0.32	1
7 et 8	50 × 50	2.61	3.654	0.04	48	81.88	0.34	1
9	45 × 50	2.61	3.654	0.04	48	50.04	0.23	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le *RPA99/2003* sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

### V.2.4 Vérification des zones nodales

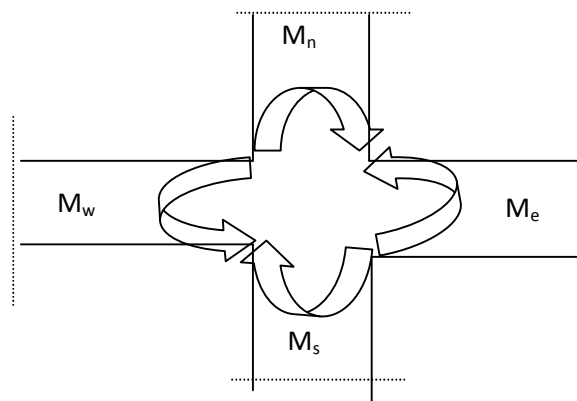
Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique

que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**Figure V 4.** Les moments sur la zone nodale

### V.2.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant ( $M_r$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :  $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

$$\text{Avec } \begin{cases} Z=0.9 \cdot h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).} \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

<b>Tableau V 11. Moment résistant dans les poteaux</b>			
Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
<b>60×65</b>	58.5	16.085	654.91
<b>60×60</b>	54	15.14	569.02
<b>55×60</b>	54	13.26	498.36
<b>55×55</b>	49.5	12.315	424.27
<b>50×50</b>	45	11.09	347.34
<b>45×50</b>	45	9.235	289.24

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant

<b>Tableau V 12 Moment résistant dans les poutres</b>				
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
<b>RDC</b>	P.P (30×45)	40.5	6.79	96.88
	P.S (30×40)	36	6.79	85.06
<b>Etages d'habitation</b>	P.P (30×45)	40.5	9.24	134.40
	P.S (30×40)	36	8.01	100.34
<b>Terrasse</b>	P.P (30×45)	40.5	6.79	96.87
	P.S (30×40)	36	6.79	85.06

#### V.2.4.1 . Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans

Tableau V 13.Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_w$ = $M_e$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w+M_e)$ (KN.m)	Vérification
Entre sol	PP	327.45	327.45	96.88	654.9	242.2	Vérifiée
	PS			85.06		212.65	Vérifiée
RDC	PP	275.67	327.45	130.23	603.12	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
1 <sup>eme</sup> , étage	PP	275.67	275.67	130.23	551.34	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> , étage		252.67	275.67	130.23	528.42	325.575	Vérifiée
				100.34		250.85	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	PP	252.67	252.67	130.23	505.5	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	PP	212.13	252.67	130.23	464.88	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	PP	212.13	212.13	130.23	424.26	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	PP	173.6694	212.13	130.23	379.37	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	PP	173.669	173.6694	130.23	347.3388	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	PP	154.48	173.6694	130.23	328.1494	325.575	Vérifiée
	PS			100.34		250.85	Vérifiée

e tableau suivant

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ,donc selon **RPA99/03 (Article 7.6.2)** la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

### V.3. ETUDE DES VOILES

Le **RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au

plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *ETABS V16.2* dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

### V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

#### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

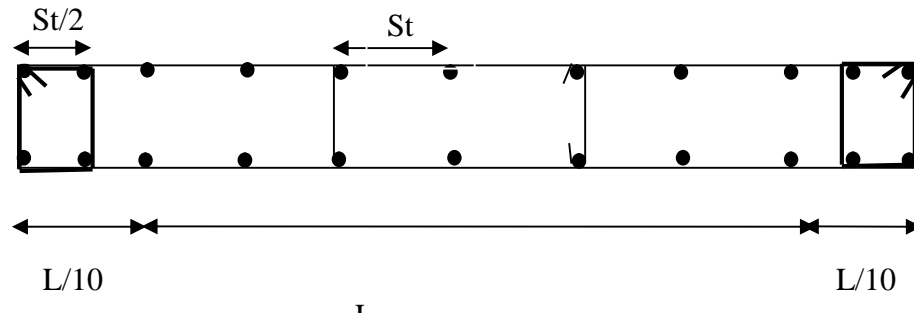


Figure V 5 Disposition des armatures dans les voiles

#### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

#### c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

#### e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$  dans la zone extrême du voile.

✓  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile

- L'espace  $S_r = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

### V.2.5 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

**Tableau V 14** Sollicitations dans les voiles sens xx

Niveaux	Mmax, N <sub>corr</sub>		Nmax, M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>		V
	N(KN.m)	M (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>RDC et Entre sol</b>	896.8108	887.0424	896.8108	887.0424	-896.8108	887.0424	257.4737
<b>1 et 2</b>	228.2814	458.5193	959.5249	3.2476	-356.1128	116.2526	192.8124
<b>3 et 4</b>	114.4776	251.3955	763.3181	62.5673	-213.2494	174.1434	153.9007
<b>5 et 6</b>	253.7466	135.3944	567.0762	51.8407	-267.049	100.3866	112.7358
<b>7 et 8</b>	112.9522	110.7888	363.8695	88.7283	-248.7246	84.7642	85.0807
<b>9</b>	110.0093	142.0702	141.8801	63.6713	-112.5498	120.0359	65.2262



Tableau V 15 Sollicitations dans les voiles sens y y							
Niveaux	M <sub>max</sub> , N <sub>corr</sub>		N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>		V
	N(KN.m)	M (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et Entre sol	1017.1275	996.7975	1182.8557	61.9044	-1017.1275	996.7975	289.2165
1 et 2	558.6436	561.5339	959.5249	3.2476	-381.7286	132.5345	217.2768
3 et 4	443.669	283.3821	763.3181	62.5673	-239.4226	196.4812	173.3843
5 et 6	319.3186	152.8331	567.0762	51.8407	-300.9622	113.4665	128.8948
7 et 8	127.0248	110.9687	362.8525	44.6166	-280.6204	95.9036	95.7795
9	138.223	134.2393	138.223	134.2393	-138.223	134.2393	65.2262

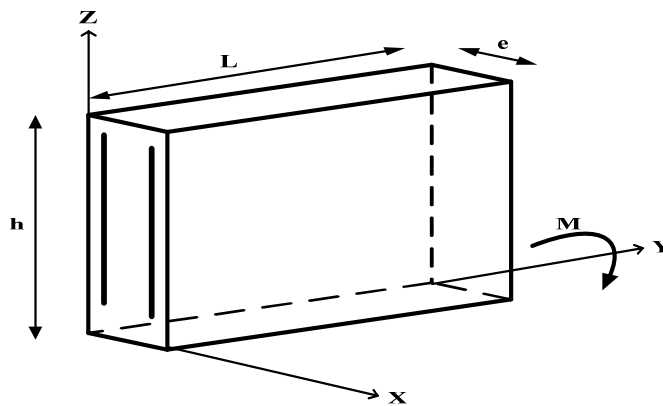


Figure V 6 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$ .

- ❖  $A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

- ❖  $A_v^{\min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t)$$

- ❖  $A_v^{\min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c)$$

- ❖  $A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.
- ❖  $A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- ❖  $S_t$  : Espacement entre armatures.
- ❖  $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- ❖  $A_h^{calc}$  : Section d'armature horizontale calculée.
- ❖  $A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- ❖  $N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.

**V.2.6 Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée)**

Pour le voile V1 au niveau d'entre sol et RDC on calcule le voile avec les sollicitations suivantes :

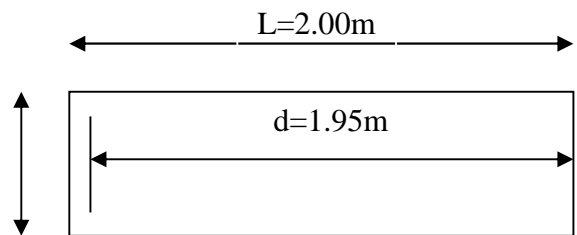
$$N = -1017.1275 \text{KN}$$

$$M = 996.7975 \text{KNm}$$

$$V = 173.33 \text{KN}$$

**Calcul des armatures verticales**

$$e = 0.2 \text{m}$$



$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{204.7475}{845.8585} = 0.24 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{m}$$

$$e_G < Y_G$$

N est un effort de traction et c en l'intérieure de la section

⇒ La section est entièrement tendue.

$$e_1 = \left(\frac{L}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{2}{2} - 0.05\right) - 0.28 = 1.19 \text{m}$$

$$e_2 = (d - d') + e_1 = (1.95 - 0.05) - 1.19 = 0.71 \text{m}$$

Avec  $f_e 10 = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e 10 (d - d')} = \frac{845.8585 \times 10^{-3} \times 0.71}{400 \times (1.95 - 0.05)} = 7.90 \text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e 10(d-d')} = \frac{845.8585 \times 10^{-3} \times}{400 \times (1.95 - 0.05)} = 13.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{B \times f_{st28}}{f_e} = \frac{(0.2 \times 2) \times 2.1}{400} = 21 \text{ cm}^2$$

Comme le voile est un élément de contreventement la section sera ferraille symétriquement

dans le voile  $A_s = 25.82 \times 2 = 51.64 \text{ cm}^2$

### V.2.7 Recommandation du RPA

#### ➤ Dans toute la section de la voile

Selon le **RPA99/V2003**,  $A_{\min} = 0,15\% \times L \times e = 6 \text{ cm}^2$

#### c) Calcul des armatures horizontales

##### Rôle des armatures verticales :

- Reprendre l'effort tranchant
- Empêcher le flambement.

On a :  $V = 289.2165 \text{ KN}$

Pour le calcul des armatures horizontales ( $A_t$ ) on fixe d'abord  $S_t$  après on calcul  $A_t$ .

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{289.2165 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier}$$

$$S_t < \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.68 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.85$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times s_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

	RDC et entre sol	Etage 1.2	Etage 3.4	Etage 5, 6	Etage 7.8	Etage 9
L(m)	2	2*	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	204.7475	163.3368	158.8728	96.1913	83.4422	131.2163
N (KN)	-845.8585	-405.445	-189.2265	-207.106	-195.3469	-96.5375
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
section	SET	SET	SET	SET	SET	SPC
Lt	/	/	/	/	/	0.75
Lc	/	/	/	/	/	0.49
$\sigma_{\max}$	/	/	/	/	/	1.22
$\sigma_{\min}$	/	/	/	/	/	-0.74
V(KN)	261.8041	191.6057	145.0733	112.7358	75.0696	96.8781
$\tau$ (MPa)	0.68	0.50	0.38	0.29	0.20	0.25
$\tau$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{\min \text{ rpa}}$	6	6	6	6	6	6
$A^{\text{Calcul}}$	26.52	14	7.4	7.7	7.06	6.98
$A^{\min \text{ bael}}$	21	21	21	21	21	21
$A^{\text{Adopter}}$	14HA16 =28.15	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	14 HA14 =21.55	14HA14= 21.55
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}$	0.85	0.526	0.475	0.3625	0.25	0.3125
$A^h_{\text{Adopter}}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A^h_{\min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

	RDC et entre sol	Etage 1.2	Etage 3.4	Etage 5, 6	Etage 7.8	Etage 9
L(m)	2	2	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	966.7975	132.5345	196.4812	113.4665	95.9036	134.2393
N (KN)	-1017.1275	-381.728	-239.4226	-300.962	-280.6204	-138.223
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
Section	SPC	SET	SET	SET	SET	SET
Lt	0.64	/	/	/	/	/
Lc	0.70	/	/	/	/	/
$\sigma_{\max}$	-9,7938	/	/	/	/	/
$\sigma_{\min}$	4,7081625	/	/	/	/	/
V(KN)	289.2165	217.2768	173.3643	128.8949	95.9036	65.2262
$\tau$ (MPa)	0.74	0.55	0.44	0.33	0.25	0.17
$\tau$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{\min \text{ rpa}}$	6	6	6	6	6	6
A zone comprimé	1.4	/	/	/	/	/
A zone tendue	2.59	/	/	/	/	/
$A_{\text{Calcul}}$	25.43	13	11.14	10.04	9.52	6.98
$A^{\min \text{ bael}}$	4.7	21	21	21	21	21
$A_{\text{Adopter}}$	14HA16= 28.15	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	14 HA14 =21.55	14HA14= 21.55
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}$	0.925	0.6875	0.55	0.4125	0.3125	0.2125
$A^h_{\text{Adopter}}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A^h_{\min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Voile H : Exemple de schéma de ferrailage des voiles a la base

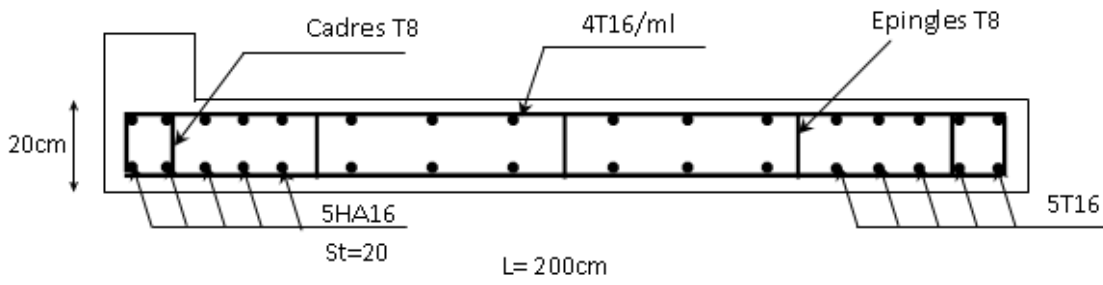


Figure V 7 Schéma de ferrailage du voile au niveau de RDC.

## 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  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} G + Q \pm E & \text{BEAL } 1.35G+1.5Q \\ 0.8 \times G \pm E & G+Q \end{array} \right.$$

### VI.2.2.les caractéristique du sol

La contrainte admissible du sol à prendre en considération dans les calculs est de  $1.50 \text{ bar.}$  (**rapport de sol**)

### VI.2.3. Vérification des semelles isolées

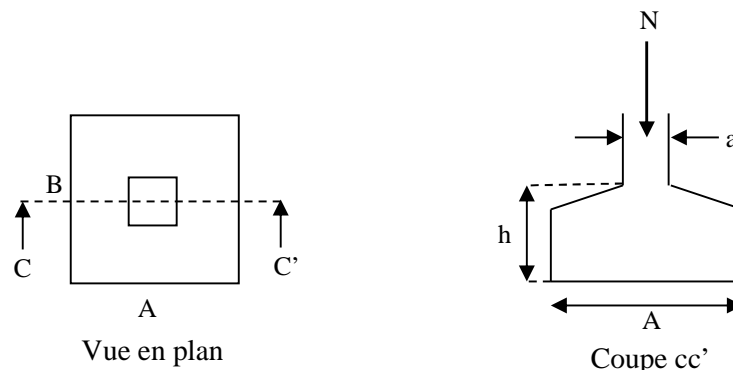
La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

Soit :N : effort normal transmis par la semelle au sol. Obtenu par le logiciel **ETABS**

**16.2,N=2133.7994KN**

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 2133.7994KN



FigureVI1 : Schéma d'une semelle isolée

On a une semelle rectangulaire donc doit satisfaire la condition d'homothétie

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow B = \frac{A}{a} \times b$$

a et b : dimension du poteau a la base

$$A \geq \sqrt{\frac{N \cdot a}{b \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2133.7994 \times 0.65}{150 \times 0.60}} = 3.92m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

#### VI.2.4. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L

L : Longueur de la semelle.

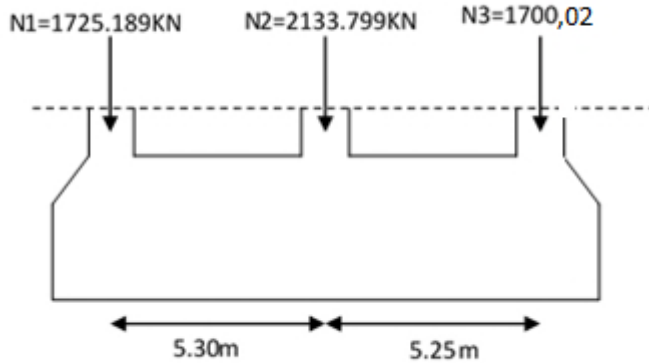
B : Largeur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \text{ Avec :}$$





**Figure VI. 2: Schéma d'une semelle filante**

$$N = \sum N_i = 5559.0129 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5559.0129}{150 \times 10.55} = 3.51 \text{ m.}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.6 donc ce type de fondation convient a notre cas

● **Etude des semelles filantes**

**Dimensionnement de la semelle filante**

● **calcul de moment sous «G» :**

$$M_G = N_{s.tot} \times e$$

$$\sum M/A = \sum N_i \times d_i = 29137.70 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{29137.70}{5559.0129} = 5.24 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x = 0.035 \text{ m}$$

$$M_G = 5559.0129 \times 0.035 = 194.56 \text{ KN.m}$$

● **calcul du la largeur de la semelle filante «B»**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \sigma_{moy} = \frac{N_{s.tot}}{B \times L} = \frac{3N_{s.tot}}{B \times L^2} \leq 1.5 \text{ bars}$$

$$B \geq \frac{N_{s.tot} \times (L+3)}{150 \times L^2} \leq 1.5 \text{ bars}$$

$$B \geq 4.51 \text{ m}$$

on majore **B** avec 1.2 :  $B = 5.41 \text{ m} > 3.6$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.6 m, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas, donc on opte pour un radier.

●Etude de radier :

**VI.2.5. Vérification du radier général**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré, car il offre une rigidité, et une facilité d'exécution

**VI.2.5.1. Pré dimensionnement**

**a) La condition de coffrage :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots\text{pour la nervure.}$$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$L_{\max} = 5.30m \Rightarrow h_r = 53cm$  On opte pour une hauteur  $h_r = 65cm\dots\dots\dots(a)$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots\text{pour le radier.}$$

$h_r \geq 26.5cm$  donc on opte pour un radier de 30cm

$h_r = 30cm.$

**b) La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$  : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$ : Module de Young,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1ml$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t \geq 0.785m \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions précédentes (a) et (b) on prend :

$h_t = 0.8m$  Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.3m$  Pour le radier.

➤ La surface du radier :

$N_s = 36412.3489KN$  (poids total transmis par la superstructure (ELS))

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{36412.3489}{150} = 242.478m^2.$$

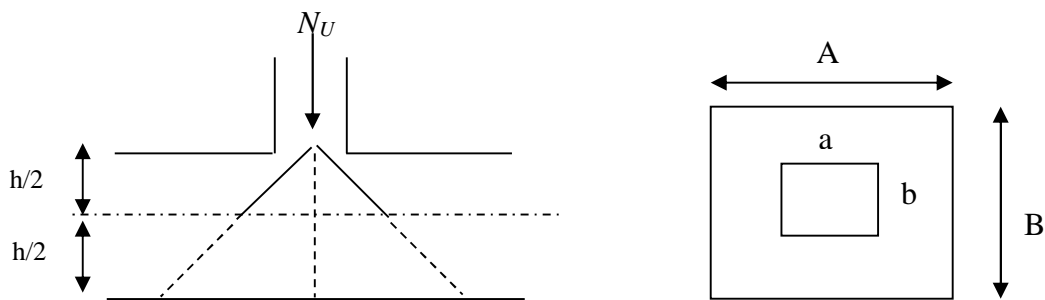
On a la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 253.2m^2$ .

Donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} = 253.2m^2$  (Le radier comporte pas de débord)

**VI.2.5.2. Les vérifications nécessaire**

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.



**Figure VI 3.: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée**

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + (2h_t)) = 2 \times (0.65 + 0.60 + (2 \times 0.8)) \Rightarrow \mu_c = 5.7m$$

Nous avons :  $Q_u = 2933.9735KN \leq 4460.869KN$ . ..... C'est vérifié

**a) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 4.8m de longueur,  $d = 0.9 \times h_t = 0.72m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{31936.343 \times 5.3}{2 \times 253.2} \times = 523.152KN$$

$$\tau_u = \frac{523.152}{1 \times 0.27} = 1.93 \dots \dots \dots c'est vérifié$$

**b) Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.(DTR BC 2.33.1(article : 3.541(a))

La formule suivante doit être vérifiée :  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ .

A partir du logiciel Socotec on a :  $I_{xx}=2348.5 m^4, I_{yy}=12153.6m^4$  et  $X_g=12 m, Y_g=5.28m$ .

A partir de logiciel Etabs 16.2 les efforts par rapport aux axes globaux et :

$M_x=3663.2454 kn.m \quad M_y=6638.7223 kn.m$

➤ Dans le sens x-x :

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = \frac{36412.3489}{253.2} + \frac{6638.7223 \times 10^{-3}}{12153.6} \times 5.28 = 0.146MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times y_g = \frac{36412.3489}{253.2} - \frac{6638.7223 \times 10^{-3}}{12153.6} \times 5.28 = 0.140MPa.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.144MPa < \sigma_{sol} = 0.15MPa \dots \dots \dots c'est vérifié$$

➤ Dans le sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.162MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.11MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.0.149 < \sigma_{sol} = 0.15MPa \dots \dots \dots c'est vérifiée$$

**c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$  **RPA99** (article 10.1.5)

➤ **Suivant x-x :**

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{3663.2454}{36412.3489} = 0.1m < \frac{B}{4} = \frac{24}{4} = 6.m \quad \dots\dots\dots \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ **Suivant y-y :**

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{6638.7223}{36412.3489} = 0.182m < \frac{B}{4} = \frac{10.55}{4} = 2.63m \quad \dots\dots\dots \quad \text{C'est vérifié}$$

**d) Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$\gamma_w$  : Poids volumique ( $\gamma_w = 10\text{KN/m}^2$ )

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 3.06\text{m}$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 253.2\text{m}^2$ ).

$$N \geq 1.5 \times 3.06 \times 253.2 \times 10 = 11621.88\text{KN} \quad \dots\dots\dots \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

**VI.2.5.3. Ferrailage**

➤ **La dalle du radier**

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.  $L_x = 3.75\text{m}$  et  $L_y = 4.7\text{m}$

soit :  $P_{rad}$  : le poids propre du radier :  $P_{rad} = 0.3 \times 25 \times 253.2 = 1899\text{kn}$

➤ **Calcul des sollicitations**

➤  $N_u = 49985.7303 + 1.35 \times 1899 = 52549.3803\text{KN}$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{52549.3803}{253.2} = 207.5409\text{KN/m}^2$$

$N_U$  : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{36412.3489 + 1889}{253.20} = 151.31\text{KN}$$

$N_s$  : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0561 \\ u_y = 0.5959 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe )}$$

**a) calcul à l'ELU**

Sens x-x' :  $M^{X_0} = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M^{X_0} = 163.73 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M^{Y_0} = u_y \times M^{X_0} \Rightarrow M^{Y_0} = 97.56 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :**

Sens x-x' :  $M^{X_t} = 0.75 \times M^{X_0} = 122.797 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M^{Y_t} = 0.85 \times M^{Y_0} = 82.939 \text{ KN.m}$

➤ **En appui :**

$$M^{X_a} = M^{Y_a} = -0.5 \times M^{X_0} = -81.86 \text{ KN.m}$$

**b) calcul à l'ELS**

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0628 \\ u_y = 0.7111 \end{cases}$$

➤ **En travée :**

Sens x-x' :  $M^{X_t} = 0.75 \times M^{X_0} = 100.21 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M^{Y_t} = 0.85 \times M^{X_0} = 80.76 \text{ KN.m}$

➤ **En appui :**

$$M^{X_a} = M^{Y_a} = 0.5 \times M^{X_0} = 66.81 \text{ KN.m}$$

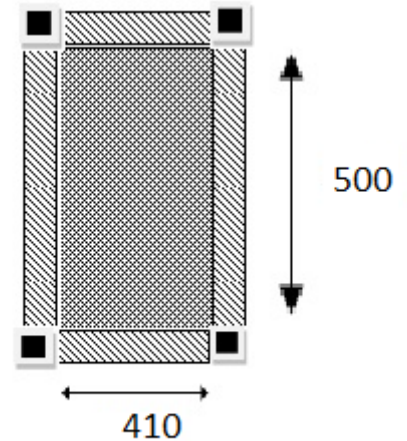
Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.3 \text{ m}^2$

❖ **Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^x \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$



$$h_r = e = 30\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.80$$

$$A_{\min}^x = 2.64\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min}^y = A_{\min}^a = 2.4\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI. 1: Résumé des résultats de ferrillages						
Sens	Moments	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>r</sub> (cm)
Sens x- x	Travée	122.797	15.26	2.64	5HA16+3HA14=16.68	20
	Appui	81.86	9.89	2.4	5HA16=10.05	25
Sens y- y	Travée	81.7598	10.3	2.4	7HA14=10.78	25
	Appui	81.86	9.89	2.4	5HA16=10.05	25

❖ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 277.95\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{277.95}{1 \times 0.27} = 1.029\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 166.59\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{166.59}{1 \times 0.27} = 0.9608\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \quad \text{c'est vérifié}$$

❖ à l'ELS

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{c28}}) = 201.6\text{MPa}.$$

Calcul de y :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**.Tableau VI. 2: vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Moments	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	$M_t$	100.219	8.95	88349	10.16	296.59	15	201.63
	$M_a$	66.81	7.30	60196	8.10	282.48	15	201.63
y-y	$M_t$	80.76	7.51	63583	9.53	347.97	15	201.63
	$M_a$	66.81	7.30	60196	8.10	282.48	15	201.63

**Remarque:**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans les deux sens n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section des aciers: à l'ELS :

$$B = M_{ser} / (b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s)$$

$$\alpha = \sqrt{(90 \times \beta(1 - \alpha)) / (3 - \alpha)}$$

**Tableau VI. 3: Résumé des résultats de ferrailages**

Sens	Moments	A	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$S_f(cm)$
Sens x-x	Travée	0.403	22.96	8HA20=25.13	20
	Appui	0.342	14.95	8HA16=16.08	25
Sens y-y	Travée	0.369	18.26	6HA20=18.85	25
	Appui	0.342	14.95	8HA16=16.08	25



#### VI.2.5.4. Schéma de ferrailage

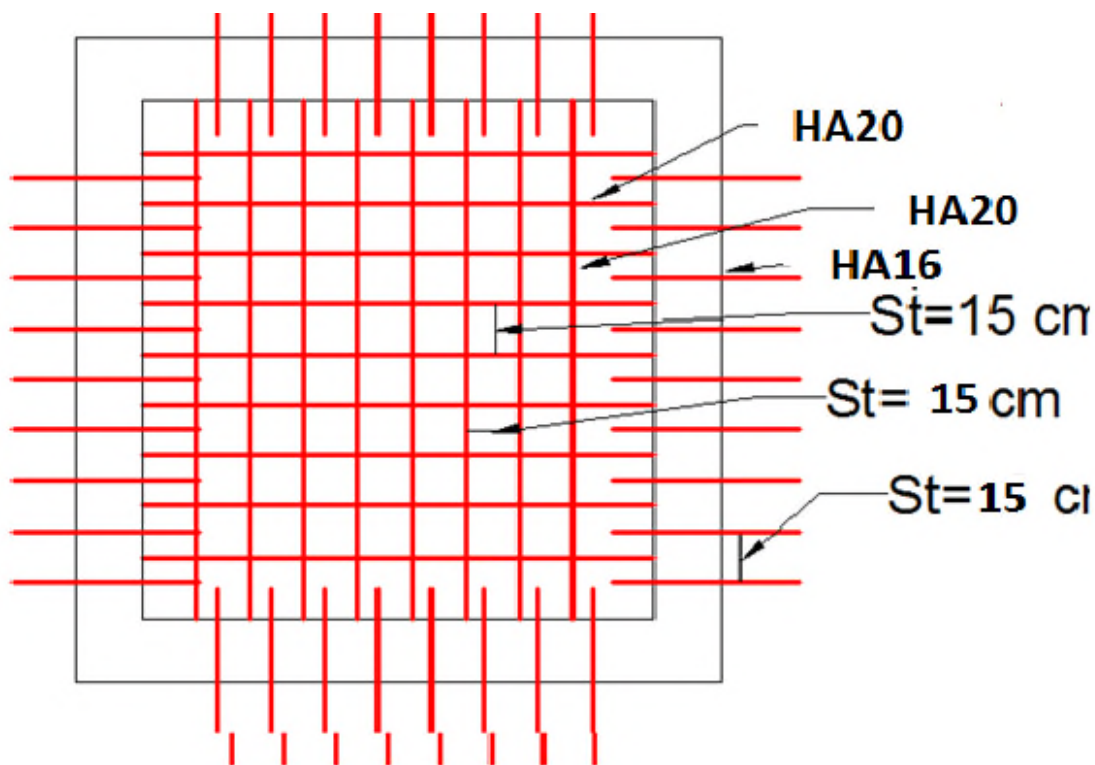


Figure VI 4: Schéma de ferrailage du radier

#### VI.2.6. Calcul des nervures

##### VI.2.6.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

##### VI.2.6.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

$P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 207.541 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 151.31 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations BAEL** article III.5.2

❖ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermediaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

- Sens transversal (y-y):

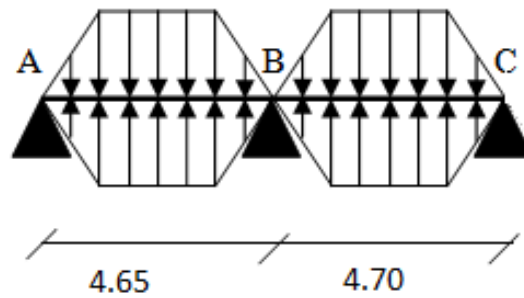


Figure VI 5.Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4:Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELU)**

Travée	L (m)	Pu(kn /m)	Pv(kn/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	Vg(kn)	Vd(kn)
				M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)				
A-B	5.25	609.8	565.76	0	-2002.81	1.99	1219.133	1103.6 3	-1866.60
B-C	5.30	613.6	568.22	-2002.8	0	3.266	1269.455	1883.6 7	-1127.90

**Tableau VI. 5Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (Els)**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)
			M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)		
A-B	5.25	44.83	0	-1231.30	2.098	978.756
B-C	5.30	447.54	-1231.30	0	2.78	510.334

Sens longitudinal (x-x) :

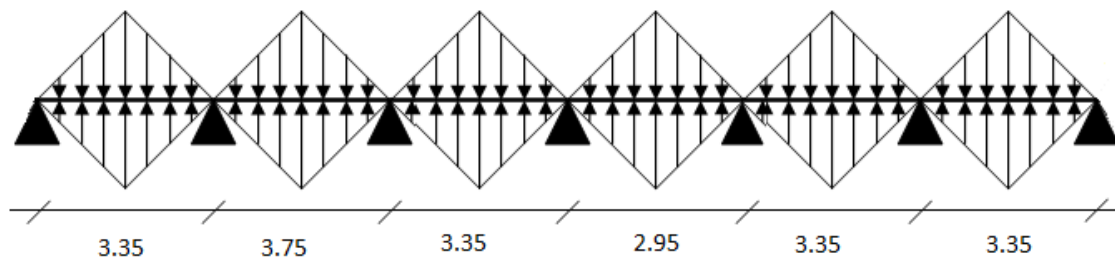


Figure VI.6 Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI. 6: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU)**

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	Vg(kn)	Vd(kn)
				M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)				
A-B	4	4	479.7	0	-845.378	1.559	583.268	516.32	-939
B-C	4.4	3.52	535.05	845.378	-683.729	2.269	531.529	928.46	-854.9
C-D	4	3.2	479.7	-683.729	-500.307	2.096	369.574	773.52	-681.8
D-E	3.6	2.86	424.36	-500.307	-500.307	1.8	187.156	580.18	-580.18
E-F	4	3.2	479.7	-500.307	-758.49	1.865	334.344	663.11	-792.21
F-G	4	3.2	479.7	-758.49	0	2.395	617.633	917.28	-538.04

**Tableau VI7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)**

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)
				M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)		
A-B	4	4	265.44	0	-532.023	1.499	298.117
B-C	4.4	3.52	390.27	-532.023	-450.267	2.248	453.751
C-D	4	3.2	265.44	-450.267	-277.01	2.163	170.775
D-E	3.6	2.86	235.18	-277.01	-277.01	1.8	103.982
E-F	4	3.2	265.44	-277.01	-419.707	1.866	184.919
F-G	4	3.2	265.44	-419.707	0	2.395	341.765

**VI.2.6.3. Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

- h=0.8m
- h<sub>0</sub>=0.3m
- b<sub>0</sub>=0.60m
- d=0.75m

**sens x-x**

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.8}{10}; \frac{3.65}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.48; 1.8)$$

soit : b<sub>1</sub> = 0.4m

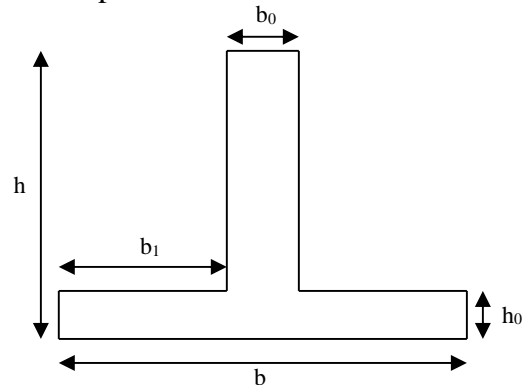


Figure VI 7. : Section de la nervure

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.2m$

**Sens y-y**

b=1.53m

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI 8Résumé desrésultats de ferrailage des nervures de radier					
sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
XX	Travée	583.268	23.91	10.86	8HA20=25.13
	Appuis	845.378	35.92	5.43	12HA20=37.70
YY	Travée	1269.455	57.76	13.85	12HA25=58.91
	Appuis	2002.815	100.04	5.43	10HA32+4HA25=100.06

➤ **Les vérifications**

❖ **Effort tranchant**

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{939 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 1.04MPa$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1883.67 \times 10^{-3}}{1.53 \times 0.75} = 1.66MPa$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3MPa\right) = 2.5MPa$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifiée

❖ **Armatures transversales**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l) = \min(22.85; 30; 25) = 20mm$  Soit  $\phi_t = 10mm$ .

**Espacement des aciers transversaux** Pour les armatures transversales, on a :

$A_t == 6 HA10 = 4.71 cm^2$   
 $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 78.50cm$   $S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$   $S_{t3} \leq 21.13 cm$   
 $S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40cm) = 40 cm$  Soit :  $S_t = 20 cm$

➤ **À l'ELS : Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$ .

$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}}) = 201.63MPa$ .

**Tableau VI.9: vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Moments	M(KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
XX	$M_t$	298.117	4.41	15	170.42	201.63
	$M_a$	532.023	6.66	15	209.42	201.63
YY	$M_t$	510.334	5.44	15	132.31	201.63
	$M_a$	1231.301	11.09	15	186.05	201.63

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée on appuie dans le sens Y-Y donc on doit recalculer la section d'acier à l'ELS

sens	$\beta$	A	AS	A adopter
XX	$4.69 \times 10^{-3}$	0.325	39.45	14HA20=43.98

### VI.3) Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.3.1) Caractéristiques des voiles :

- Hauteur :  $h=3.06\text{m}$ .  $L=4.7\text{m}$

#### VI.3.2) Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma = 24.7\text{KN}/\text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 15.45^\circ$
- Cohésion :  $C=0.37\text{ bars}$

D'après le rapport du sol qui est insérés en annexe

#### VI.3.3) Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10\text{KN}/\text{m}^2$ .

#### VI.3.4) Sollicitations :

##### a) Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 24.7 \times 3.06 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{15.45}{2}\right) -$$

$$37 \times 2 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{15.45}{2}\right) = -12.43\text{KN}/\text{m}^2$$

**Remarque :** On peut en déduire que le sol peut se maintenir en équilibre. Donc il n'exerce aucune pression sur le voile cependant. Nous préférons faire un calcul défavorable en négligeant l'effet de la cohésion en prendre  $c=0$  nous aurons donc

$$\Rightarrow P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 24.7 \times 3.06 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{15.45}{2}\right) = 43.78\text{KN}/\text{m}^2$$

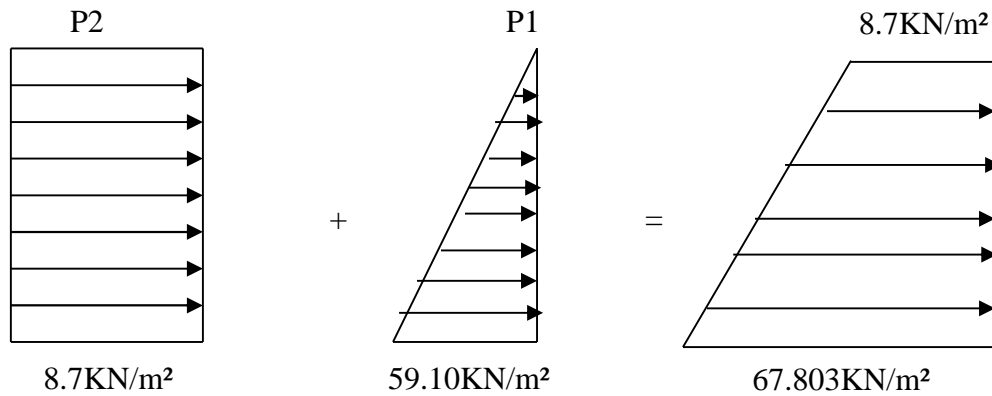
**b) Charge due à la surcharge :**

$$P_2 = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15.45}{2} \right) = 5.80 \text{KN} / \text{m}^2$$

**VI.3.5) Ferrailage**

**Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 67.803 \text{KN/m}.$$



**Figure VI. 8: Diagramme des contraintes (voile périphérique)**

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 2.61 \text{m.} \\ L_y = 4.7 \text{m.} \end{array} \right.$$

$e = 20 \text{cm}.$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 53.027 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.55 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0894 \times 53.027 \times 2.61^2 = 32.29 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 32.29 = 8.07 \text{KN.m}$$

**– Moment en travée :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 27.45 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 6.86 \text{KN.m}$$



– **Moment en appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -16.145 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.10: Ferrailage des voiles périphériques.									
Localisation	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix
travée	X-X	27.45	0.085	0.11	4,00	0.143	2.00	5.50	5T12
	Y-Y	6.86	0.021	0.148	2,32	0.148	2.00	1.33	2T12
appuis		16.145	0.05	0.146	0,86	0.146	2.00	3.17	3T12

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

– **Espacement des armatures**

**Armatures // L<sub>x</sub> :**  $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit :  $St=20\text{cm}$

**Armatures // L<sub>y</sub> :**  $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 30\text{ cm}$

Soit :  $St=25\text{cm}$

– **Vérifications**

**Effort tranchant :** (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_y = 124.70 \text{ KN.}$$

$$V_x = 70.11 \text{ KN.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{124.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.83 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

**Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.285 \text{ KN} / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.0936 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1).}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0936 \times 34.285 \times 2.61^2 = 21.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.0936 \times 21.86 = 2.046 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 18.581 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 1.74 \text{KN.m}$$

– Moments en appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -10.93 \text{KN.m}$$

**VI.3.6) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11 Résumé des résultats des contraintes a L'ELS								
Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (K N.m)	Y	I	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
travée	X-X	18.581	4.22	12092	6.48	15	248.517	201.63
	Y-Y	1.71	2.86	5775.9	0.84	15	53.87	201.63
appuis		10.93	3.43	8452.2	4.5	15	232.68	201.63

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 12. Calcul des armatures à l'ELS							
L	M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nbre de barre	St (cm)
X-X	18.581	4.22	0.306	6.84	7.82	7HA12	20
Y-Y	10.93	2.86	0.242	3.93	4.52	4HA12	25

VI.3.7) : schéma de ferrailage du voile périphérique :

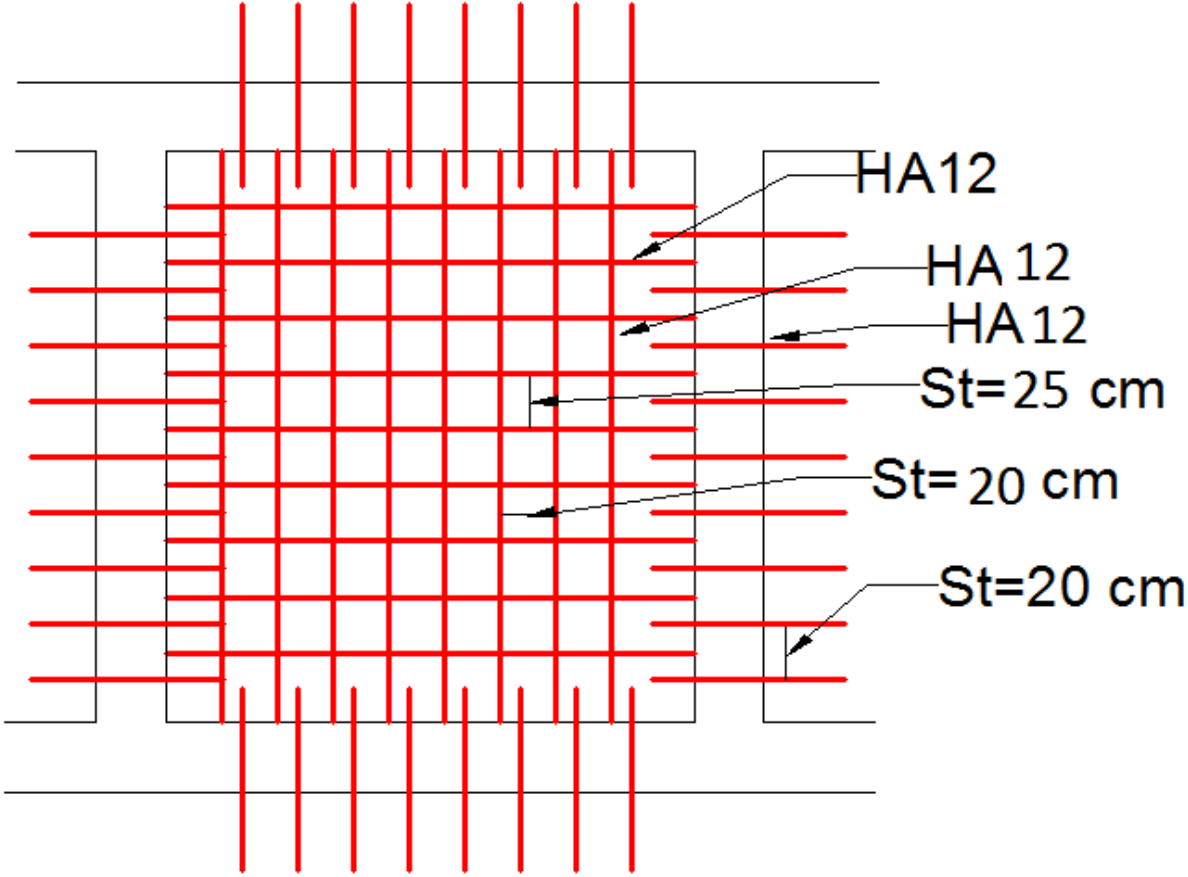


Figure VI.9. schéma de ferrailage de voile périphérique

## Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, toute en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par application des directives contenues dans les documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer nos connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## ANNEXE II.1

**Tableau II** *Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant*

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	16+4	2.78
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de plâtre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				5.09
Q étages courant				1.5
Q passage piéton				2.5

**Tableau II** *Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.*

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	2.87
5	Isolation thermique	0.0025	4	0.01
6	Enduit de plâtre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				6.18
Q étage inaccessible				1

**Tableau II** *Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.*

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	0.25	12	3
2	carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				4.43
Q balcon				3.5

**Tableau II** *Evaluation des charges des murs extérieurs*

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de platre	0.18	1.5	0.27
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de platre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				2.62

**Tableau II** *Volée étage courant*

Couche		Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine		0.25	12/cos $\alpha$	4.37
Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.22
Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.22
Enduit de ciment		0.18	1.5/cos $\alpha$	0.32
Poids des marches		0.22	h/2	1.87
Grade de corps		/	/	0.6
Charge permanent G <sub>v</sub>				8.40
Q escalier				2.5

**Tableau II** *Charges sur les paliers.*

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	0.25	20	5
2	carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.43
Q escalier				2.5

Tableau II *Volée1 étage courant*

Couche	Poids surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.25	12/cos $\alpha$	4.50
Carrelage	Horizontal	2	0.4
	Vertical	2h/g	0.23
Mortier de pose	Horizontal	2	0.4
	Vertical	2h/g	0.23
Enduit de ciment	0.18	1.5/cos $\alpha$	0.33
Poids des marches	0.22	h/2	1.87
Grade de corps	/	/	0.6
Charge permanent G <sub>v</sub>			8.56
Q escalier			2.5

### ANNEXE III.1

Tableau III *Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles isostatiques.*

Etages	Chargement (KN)		Moment aux appuis (KN.m)				Moment aux travées (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	$P_u$	$P_s$	$M_a^u$	$M_b^u$	$M_a^s$	$M_b^s$	$M_t^s$	$M_t^s$	$V_a$	$V_b$
RDC- 8eme	5.929	4,284	-1.77	-1.77	-1.29	-1.29	11,85	8,568	11,85	-11,858
Rdc Q=2.5kn	6.904	4.935	-2.071	-2.071	-1.480	-1.480	13,80	9,868	13.80	-13.80
1er au 7 eme	5.929	4.284	-1.77	-1.77	-1.29	-1.29	14,34	10,367	13,04	-13.044
Terrasse inaccessible	6.398	4.667	-1.554	-1.554	-1.134	-1.134	10,36	7.561	11.51	-11.51



**Tableau III** *Tableau récapitulatif des poutres type T2*

Etage	Chargement (KN)		Moment isostatique (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Moment aux appuis (KN.m)			Effort tranchant (KN.m)	
	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>	A P P u i s	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	V <sub>ug</sub>	V <sub>ud</sub>
RDC 8eme 9eme	5.929	4,284	AB	11,858	9,112	6,584	A	-1,778	-1,2852	11,858	/
							B	-7,115	-5,141	-13,63	13,637
			BC	11,858	9,112	6,584	C	-1,778	-1,2852	/	-11,858
1-7	5.929	4,284	AB	11,858	9,112	6,584	A	-1,778	-1,2852	11,858	/
							B	-7,115	-5,141	-13,63	-13,637
			BC	9,605	6,704	4,844	C	-1,778	-1,285	/	-11,858
8eme	5.929	4,284	AB	14,348	11,025	7,966	A	-2,152	1,55	13,044	/
							B	-8,609	-6,22	-15	15
			BC	11,858	8,365	6,044	C	-2,152	1,55	/	-11,858
terasse	6,398	4,667	AB	12,796	9,597	7,001	A	-1,91	-1,4	12,796	/
			BC	12,796	9,597	7,001	B	-7,678	-5,6	-14,71	14,715
							C	-1,91	-1,40	/	-12,796

Tableau III *Tableau récapitulatif des poutres type T5*

Etage	Chargement (KN)		Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	$P_u$	$P_s$		$M_0^u$	$M_0^s$	$M_t$	$^s M_t$		$M_u$	$M_s$	$v_u$
1 à 7-8-9	5,929	4,284	AB	11,858	8,568	9,082	6,562	A	-1,778	-1,28	11,858
				B	-7,174	-5,184	14,348				
			BC	14,348	10,36	8,155	5,892	C	-7,174	-5,184	-14,348
			CD	11,858	8,568	9,082	6,562	D	-1,778	-1,28	11,858
Terrasse	6,398	4,667	AB	12,796	9,334	9,565	6,977	A	-1,91	-1,40	12,796
				B	-7,742	-5,647	15,483				
			BC	15,483	11,294	8,515	6,212	C	-7,742	-5,647	-15,483
			CD	12,796	9,334	9,565	6,977	D	-1,91	-1,40	-12,796

N

Tableau III *Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles type T3*

Etage	Chargement (KN)		Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	$P_u$	$P_s$		$M_o^u$	$M_o^s$	$M_t^u$	$M_t^s$		$M_u$	$M_s$	
Ià 7-8-9	5,929	4,284	AB	11,85	8,568	9,08	6,562	A	-1,778	-1,28	11,858
			B					B	-7,174	-5,184	14,348
			BC	14,34	10,36	8,15	5,892	C	-7,174	-5,184	-14,348
			CD	11,85	8,568	9,08	6,562	D	-1,778	-1,28	11,858
Terrasse	6,398	4,667	AB	12,79	9,334	9,56	6,977	A	-1,91	-1,40	12,796
			B					B	-7,742	-5,647	15,483
			BC	15,48	11,29	8,51	6,212	C	-7,742	-5,647	-15,483
			CD	12,79	9,33	9,56 5	6,977	D	-1,91	-1,40	-12,796

### ANNEXE III.2

Tableau III Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.							
Niveau	Endroit	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	Contrainte $\sigma \leq \sigma^-$ (MPa)	observation
RDC	travée	9.868	2.70	4.15	9317	4.39 < 15	Vérifiée
	appui	5.141	1.57	7.1	3990.8	9.63 < 15	Vérifiée
Etage 1-7	travée	10.367	2.70	4.15	9317	4 < 15	Vérifiée
	appui	5.184	1.57	7.1	3990.8	9.16 < 15	Vérifiée
Etage 8	travée	8.568	2.36	3.9	8323	4.01 < 15	Vérifiée
	appui	6.22	2.26	8.1	5093.5	9.89 < 15	Vérifiée
Etage 9	travée	7.012	2.36	3.9	8323	3.28 < 15	Vérifiée
	appui	5.184	1.57	7.1	3990.8	9.51 < 15	Vérifiée
Terrasse	travée	9.035	2.36	3.9	8323	4.24 < 15	Vérifiée
	appui	5.647	1.57	7.1	3990.8	10.05 < 15	Vérifiée

Tableau III Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.					
Niveau	RDC	1 à 7	8eme	9eme	Terrasse
L(m)	4	4.4	4	4	3.6
$q_{jser}$ (KN/m)	2.50	2.50	2.50	2.50	3.283
$q_{gser}$ (KN/m)	3.308	3.308	3.308	3.308	4.017
$q_{pser}$ (KN/m)	4.934	4.28	4.28	4.28	4.667
$M_{jser}$ (KN.m)	5	6.05	5	4.1	5.3136
$M_{gser}$ (KN.m)	6.616	8.05	6.616	5.425	6.50754
$M_{pser}$ (KN.m)	9.868	10.35	8.56	7.0192	7.56054

$I(\text{cm}^4)$	9317.4	9317.4	8323	8323	8323
$I_0(\text{cm}^4)$	19154	19154	8591.6	8591.6	8591.6
$\rho$	0.015	0.015	0.0131	0.01311	0.01311
$\lambda_i$	2.84375	2.84375	3.253	3.254428	3.254428
$\lambda_v$	1.1375	1.1375	1.301	1.3017712	1.3017712
$\sigma_{st}^J$ MPa	126,907053	134,859396	126,907053	70.1819736	134,866664
$\sigma_{st}^g$ MPa	167,923413	178,445953	167,923413	93.5341151	165,170545
$\sigma_{st}^p$ MPa	250,46376	230,879287	217,264875	118.016199	191,897171
$\mu_j$	0,58026719	0,63940764	0,58026719	0.47540055	0,59936803
$\mu_g$	0,66304961	0,71304211	0,66304961	0.36425885	0,65852953
$\mu_p$	0,75878598	0,7696323	0,72766351	0.55665706	0,69787751
$I_{f_{ji}}$	7,053E-05	7,4759E-05	3,2726E-05	4325.1	3,2026E-05
$I_{f_{gi}}$	6,4514E-05	6,9589E-05	2,9934E-05	3711	3,0074E-05
$I_{f_{pi}}$	5,8721E-05	6,6077E-05	2,8065E-05	3362	2,8897E-05
$I_{f_{gv}}$	0,00010934	0,00012198	5,0732E-05	5838.6	5,0893E-05
$f_{ji}$	3,49471328	4,82718621	7,53177474	0.93348205	6,63101213
$f_{gi}$	5,05546673	6,86190523	10,8954966	0.3151559555	8,64023946
$f_{pi}$	8,2843076	9,3500503	15,0355817	0.68178116	10,447271
$f_{gv}$	8,94881571	12,3137441	19,2864074	0.489531201	7,1071979
$\Delta f$	8,68294329	9,97470292	15,8947178	0.810528509	15,3173692
$f_{adm}$	8	8.8	0.8	0.8	7.2
obs.	Non Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

La flèche n'étant pas vérifiée pour tous les niveaux, on propose d'augmenter la section d'acier.

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux						
Niveau	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\Delta_{ft}$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Obs
RDC	2HA12+HA10= 3.05	10307	4.3788	7,21575	8	Vérifiée
Etage 1-7	3HA14= 4.62	14400	5.2201	7,00227	8.8	Vérifiée
Etage 8	2HA10+HA12= 2.70	9317.4	4.1538	6,72886	8	Vérifiée
Etage 9	2HA10+HA12= 2.70	9317.4	4.1538	0.3456	8	Vérifiée
Terrasse inaccessible	2HA10+HA12= 2.70	9317.4	4.1538	4,48308	7.2	Vérifiée

### ANNEXE III.3

**Tableau III** *Tableau récapitulatif du ferrailage des dalles.*

$\rho = L_x/L_y$	Schéma	Schéma de ferrailage
<p>Dalle pleine sur 2 appuis</p> $\rho = \frac{130}{410} = 0.31$ <p>Donc la dalle travaille selon un seul sens.</p>		
<p>Panneau <math>D_2</math> (3 appuis)</p> $\rho = \frac{130}{370} = 0.35$ <p>Donc la dalle travaille selon un seul sens.</p>		
<p><b><u>Dalle sur deux appuis</u></b></p> $\rho = \frac{140}{185} = 0.76$ <p>Donc la dalle travaille selon les deux sens</p>		

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	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	188.5
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	226.2
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 VI 1**  
**Partie basse du site**

La partie basse du site inclue les blocs F et E. La marne grise à aspect schisteux qui constitue la meilleure assise de fondation git à des profondeurs qui varient de 5.0 à 8.0m. Cette profondeur d’ancrage sera rattrapée par les terrassements à effectuer et la mise en place des sous-sols au niveau des blocs projetés.

**BLOC E ET F :**

*A partir des essais au PDL:*

Profondeur d'ancrage par rapport au terrain naturel (m)	Contrainte admissible ( $Q_{adm}$ ) en bars
2,50 m	1.50 bars
6,00 m	1.50 bars
9.00 m	1.50 bars

*A partir des essais de cisaillement à la boîte pour un radier général :*

L'évaluation de la portance du sol a été effectuée à base des résultats des essais de laboratoire de l'essai (S2 «7.45-7.70m ») en utilisant la formule générale de TERZAGUI ci-dessous ;

$$\sigma_{adm} = \gamma_h \cdot D + [(\rho \cdot \gamma_h \cdot N_\gamma \cdot + \gamma_h \cdot D(N_q - 1) + C \cdot N_c] / F$$

Avec

$\gamma_h = 2.47 \text{ t/m}^3$

$D = 6.00 \text{ m}$

$B = 14 \text{ m}$

$L = 51 \text{ m}$

$\Phi = 15.45^\circ$

$C = 0.37 \text{ bars}$

$N_\gamma = 2.65$

$N_q = 3.59$

$N_c = 10.98$

} coefficients de capacité portante selon MEYERHOF

$F = 3$

$\sigma_{adm} = 5.72 \text{ bars}$

## ANNEXE VI 2

### CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.

Cette étude de sol nous a été sollicitée par la promotion immobilière **PETRA PROMO** de la commune d'Akbou, wilaya de Bejaïa, pour la réalisation de 200 logements.

Le programme de reconnaissance a porté sur l'exécution de :

Cinq (05) sondages carottés.

Dix 10 essais SPT.

Quarante deux (42) essais au pénétromètre dynamique lourd jusqu'au refus.

Essais de laboratoire.

L'exploitation des données bibliographiques et de l'ensemble des résultats d'investigations des essais in situ et ceux exécutés au laboratoire ,ont permis de faire ressortir les conditions morphologiques, hydrogéologiques, géologiques et géotechniques du site d'étude.

Le site d'étude présente une topographie accidenté avec une dénivelée d'environ 13 m entre l'amont (Nord) et l'aval (Sud).

Sur le plan lithologique le site d'étude est composé par la formation argilo-marneuse sur les cinq premiers mètres environ et passe en profondeur à une formation marneuse grisâtre à inclusions calcaire, ces formations géologiques appartiennent à la nappe des flyschs MASSYLIEN d'âge CRETACE

**Du point de vue portance et aptitude au projet de fondation, nous suggérons ce qui suit :**

Zone	Contrainte admissible	Type de fondation	Ancrage moyen	Remarques
Coté haut et surélevé du site (Blocs A, B1, B2, C, B3 et D)	2.0 Bars	Radier général	6.0m	Adopter le niveau de la marne à aspect schisteux <u>grisâtre</u> comme assise de fondation
Coté bas du site (Blocs F et E)	1.50 Bars	Radier Général	6.0m	

Il y a lieu de noter que les tassements de consolidation calculés pour les contraintes de sol recommandée sont admissibles et non préjudiciables aux ouvrages projetés.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

