

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Ibn Khaldoun de Tiaret**



Faculté des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Génie Civil  
Option : Structure

Présenté par :  
REHIOUI Rania Sarah  
Khelifa imane  
*Sujet du mémoire*

**Etude d'un bâtiment en (R+12) à usage d'habitation à  
Annaba**

Mr	BEKKI	Président
Mr	SERBAH	Encadrant
Mme	RENNAK	Examineur
Mme	DRAOUI	Examineur
Mme	MIMOUNI	Examineur

Promotion 2023/2024

## *Remerciement*

*Tout d'abord nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force le courage et la volonté de mener à bien ce travail et pour atteindre notre objectif.*

*Ensuite nous tenons énormément à adresser nos Chaleureux remerciements à notre encadrant Mr.Serbah pour son encadrement ses précieux conseils et son aide durant cette année.*

*Nous remercions vivement tous nos professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire*

*Aux membres de jury qui nous ont honoré par leur présence et leur acceptation d'évaluer notre mémoire*

*Enfin, nos remerciements à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé de près ou de loin, par leur support moral ou matériel .*

## *Dédicace*

*A mon père et ma mère pour leur amour inestimable, leurs sacrifices, leur confiance, leur soutien, leur précieux encouragement et toutes les valeurs qu'ils ont su m'inculquer. Que dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé et vous protège de tout mal.*

*A Mes très chers sœurs Maïssa et Lydia pour leur tendresse, pour leurs mots d'encouragement, leur complicité et leur présence.*

*A tous mes camarades de l'Université IBN Khaldoun, et mes amis .*

*A vous ma très chère amie Farah, ma sœur, merci pour les bons moments qu'on a passés ensemble, et j'espère que notre amitié durera pour toujours.*

*Je vous souhaite tous le bonheur, santé et prospérité. Je vous aime*

*Sarah*

## *Dédicace*

*Pour mes parents, ma famille, ma sœur, mes amis, je suis très reconnaissant de votre soutien et de votre amour sans faille tout au long de ce parcours. Votre soutien inconditionnel m'a donné la force de persévérer et de poursuivre mes rêves. Je ne pourrais jamais exprimer à quel point cela signifie pour moi. Vous m'avez aidé à grandir, à apprendre et à devenir la personne que je suis aujourd'hui.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur pour son soutien, ses conseils et son expertise tout au long de ce projet. Votre contribution a été inestimable et je suis extrêmement reconnaissante de vous avoir eu à mes côtés pour m'aider à réaliser ce travail. Merci infiniment pour tout ce que vous avez fait pour moi.*

*Khelifa imane*

---

*Liste des tableaux*

---

<b>Tableau I.1 :</b> Les déformations limitent du pivot. ....	11
<b>Tableau II.1 :</b> Descente des charges du plancher terrasse. ....	15
<b>Tableau II. 2:</b> Descente des charges du plancher étage courant. ....	15
<b>Tableau II. 3:</b> charges Des murs extérieurs. ....	16
<b>Tableau II. 4:</b> charges Des murs intérieurs. ....	16
<b>Tableau II. 5:</b> Loi de dégression des charges d'exploitation. ....	17
<b>Tableau III.1:</b> Les charges et les surcharges supportées par la paillasse. ....	32
<b>Tableau III.2:</b> Les charges et les surcharges supportées par la palier ....	32
<b>Tableau III. 3:</b> Les résultats du ferrailage de l'escalier. ....	34
<b>Tableau III.4:</b> Les conditions du ferrailage des escaliers. ....	35
<b>Tableau III .5 :</b> Les résultats du ferrailage de la poutre palière. ....	41
<b>Tableau III .6 :</b> Descente de charge du Balcon ....	44
<b>Tableau III .7 :</b> détail ferrailage du balcon. ....	45
<b>Tableau III.8 :</b> Caractéristiques des câbles. ....	50
<b>Tableau III.9 :</b> Tableau récapitulatif des résultats ....	53
<b>Tableau III.10:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales. ....	56
<b>Tableau IV.1:</b> Hypothese de calcul ....	65
<b>Tableau IV.2:</b> Les moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU et ELS ....	70
<b>Tableau IV.3:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales. ....	70
<b>Tableau IV.4:</b> Les moments et l'effort tranchants de plancher terrasse à ELU et ELS. ....	81
<b>Tableau IV.5:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales(Terrasse). ....	81
<b>Tableau V.1:</b> Coefficient d'accélération de zone « A ». ....	97
<b>Tableau V.2 :</b> Pourcentage d'amortissement critique. ....	98
<b>Tableau V.3 :</b> Valeurs de T1 et T2. ....	98
<b>Tableau V.4 :</b> Pénalité à retenir pour le critère de qualité. ....	99
<b>Tableau V.5 :</b> L'effort tranchant à la base(portique auto-stable). ....	102
<b>Tableau V.6 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle (portique auto-stable) ....	103
<b>Tableau V.7 :</b> Trois premiers modes (portique auto-stable) ....	104
<b>Tableau V.8 :</b> Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens (portique auto-stable). ....	105

<b>Tableau V.9 :</b> l'effet P- $\Delta$ aux différents niveaux dans les deux sens(portique auto-stable).....	106
<b>Tableau V.10 :</b> Calcul de l'excentricité (portique auto-stable).....	107
<b>Tableau V.11 :</b> l'effort normal réduit (portique auto-stable).....	107
<b>Tableau V.12 :</b> L'effort tranchant à la base(voile porteurs).....	108
<b>Tableau V.13 :</b> Distribution des forces sismique(voile porteurs).....	109
<b>Tableau V.14 :</b> Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens (voile porteurs).....	109
<b>Tableau V.15 :</b> l'effet P- $\Delta$ aux différents niveaux dans les deux sens(voile porteurs). ....	111
<b>Tableau V.16 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle(voile porteurs).....	112
<b>Tableau V.17 :</b> Trois premiers modes(voile porteurs) . ....	113
<b>Tableau V.18 :</b> Calcul de l'excentricité(voile porteurs).....	114
<b>Tableau V.19:</b> l'effort normal réduit(voile porteurs).....	114
<b>Tableau VI .1 :</b> Section minimal et maximal des poutres secondaire.....	117
<b>Tableau VI .2 :</b> Section minimal et maximal des poutres principale.....	117
<b>Tableau VI .3 :</b> Ferrailage au appuis de la poutre .....	118
<b>Tableau VI .4. :</b> Ferrailage aux travée de la poutre .....	119
<b>Tableau VI .5 :</b> Ferrailages des poutres .....	123
<b>Tableau VI .6 :</b> Armatures minimales et maximales pour les poteaux.....	126
<b>Tableau VI .7 :</b> Sollicitation du premier genre .....	126
<b>Tableau VI .8 :</b> Sollicitation du deuxième genre .....	127
<b>Tableau VI .9 :</b> Ferrailage des poteaux.....	129
<b>Tableau VII.1 :</b> Récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée) .....	146
<b>Tableau VII.2 :</b> Ferrailage du voile périphérique .....	150
<b>Tableaux VII.3 :</b> Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	158
<b>Tableaux VII.4 :</b> Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	158

---

*Liste des figures*

---

<b>Figure I.1:</b> Diagramme parabole- rectangle des Contraintes -Déformations du béton. ....	8
<b>Figure I.2:</b> Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	9
<b>Figure I-3 :</b> Diagramme de déformations – contraintes. ....	10
<b>Figure I-4:</b> Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	12
<b>Figure II..1 :</b> Dessin d'un plancher en corps creux.....	15
<b>Figure. II.2 :</b> Loi de dégression des charges .....	18
<b>Figure. II.3 :</b> Dimensions des poutres principales . ....	19
<b>Figure. II.4 :</b> Dimensions des poutres secondaires. ....	20
<b>Figure II.5:</b> Poteau plus sollicité.....	21
<b>Figure II.6:</b> Schéma de voile.....	24
<b>Figure III.1 :</b> Schéma statique de l'acrotère .....	26
<b>Figure III.2 :</b> Ferrailage de l'acrotère .....	30
<b>Figure III.3 :</b> Schéma statique de l'escalier .....	31
<b>Figure III.4 :</b> Escalier a deux volées.....	31
<b>Figure III.5 :</b> Diagrammes des moments fléchissant et les l'effort tranchant .....	34
<b>Figure III.6:</b> Ferrailage de l'escalier .....	40
<b>Figure III.7:</b> Poutre palière. ....	40
<b>Figure III.8:</b> Coupe de ferrailage de la poutre palière.....	43
<b>Figure III.9:</b> Ferrailage du balcon.....	46
<b>Figure III.10 :</b> Schéma d'un ascenseur. ....	47
<b>Figure III.11 :</b> Vue en plan de l'ascenseur. ....	49
<b>Figure III.12 :</b> Abaque de détermination de suspentes. ....	51
<b>Figure III.13 :</b> Panneau de calcul de la dalle. ....	53
<b>Figure III.14 :</b> Les moments à la dalle.....	55
<b>Figure III.15 :</b> Section de calcul. ....	56
<b>Figure III.16 :</b> Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur. ....	61
<b>Figure III.17 :</b> Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur .....	62
<b>Figure IV.1 :</b> Diagramme des moments fléchissant (étage courant).....	70
<b>Figure IV.2. :</b> Diagramme des efforts tranchant (étage courant) .....	71
<b>Figure IV.3 :</b> Diagramme des moments fléchissant (terrasse inaccessible) .....	81
<b>Figure IV.4. :</b> Diagramme des efforts tranchant (terrasse inaccessible .....	81

<b>Figure IV.5 :</b> Ferrailage de la dalle compression.....	93
<b>Figure IV.6 :</b> Ferrailage des poutrelles .....	94
<b>Figure V.1 :</b> Spectre de réponse Portique auto stable et Voile porteur .....	99
<b>Figure V.2 :</b> Vue en 3 D portique auto stable et Voile porteur .....	99
<b>Figure VI.1 :</b> Compression de la bille d'about .....	121
<b>Figure VI.2 :</b> Ferrailage des poutres .....	125
<b>Figure VI .3 :</b> Ferrailage des poteaux .....	131
<b>Figure VI .4 :</b> Voile plein avec un poteau d'extrémité .....	135
<b>Figure VI .5 :</b> Vue en plan d'un voile en béton armé(Zone tendue).....	136
<b>Figure VI .6 :</b> Vérification du flambement par rapport à l'axe xx.....	141
<b>Figure VI .7 :</b> Ferrailage de voile.....	142
<b>Figure VII .1 :</b> Schéma des contraintes de voile périphérique.....	145
<b>Figure VII .2 :</b> Enrobage .....	146
<b>Figure VII.3 :</b> Section de calcul travée x-x .....	147
<b>Figure VII.4 :</b> Section de calcul de travée y-y .....	149
<b>Figure VII.5 :</b> Ferrailage du voile périphérique.....	150
<b>Figure VII.6 :</b> Schéma statique du radier général.....	152
<b>Figure VII.7 :</b> Armature supérieurs (en travée). .....	156
<b>Figure VII.8 :</b> Armature inférieur ( en appuis). .....	156
<b>Figure VII.9 :</b> Ferrailage des poutres de libages.....	160

Table des matières	
Remerciement.....	
Dédicace .....	
Liste des tableaux .....	
Liste des figures .....	
Liste des notation .....	
ملخص.....	
Résumé.....	
Abstract .....	
Introduction générale.....	2

## Chapitre I

### Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.1 Caractéristiques géométriques (dimension des plans).....	4
I.2.2 Différents éléments de la structure .....	4
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol .....	6
I.4 Caractéristiques des matériaux .....	6
I.4.1 Le Béton.....	6
I.4.1.1 Composition du béton .....	6
I.4.1.2 La résistance du béton a la compression.....	7
I.4.1.3 La résistance du béton a la traction.....	7
I.4.1.4 Contrainte limite .....	7
I.4.1.5 Modules de déformation longitudinale .....	9
I.4.2 Aciers .....	9
I.5. Les hypothèses de calcul .....	11
I.5.1 Règles des trois pivots .....	11
I.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites .....	12
I.6 Conclusion .....	12

## Chapitre II

### Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction .....	14
II.2. Prédimensionnement des planchers .....	14
II.3. Descente des charges .....	14
II. 3.1. Plancher terrasse inaccessible .....	15
II. 3.2. Plancher étage courant.....	15
II.3.3. Maçonnerie .....	15
II.4. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation .....	16
II.5. Pré dimensionnement des poutres et des poteaux .....	17
II.5.1. Pré dimensionnement des poutres .....	18
II.5.1.1. Sens longitudinal .....	18
II.5.1.2. Sens transversal .....	19
II.5.2. Pré dimensionnement des poteaux .....	19
II.5.2. 1. Les efforts de compression due aux charges permanentes NG .....	20
II.5.2. 2. Détermination de la section du poteau (a.b) RDC.....	20
II.6. Pré dimensionnement des voiles de contreventement .....	23

## Chapitre III

### Ferraillages des éléments non structuraux

III .1. Introduction .....	25
III .2. L'acrotère .....	25
III .2.1 . Descente des charges .....	25
III .2.2. Calcul des sollicitations .....	26
III . 2.3.Verification de la compression (partielle ou entière) de la section .....	26
III .2.4. Calcul du ferrailage (E. L. U. R) .....	26
III .2. 5. Vérification des contraintes (E. L. S).....	27
III .3. Escaliers .....	30
III .3.1. Dimensions des escaliers.....	30
III .3.2. Descente des charges et des surcharges à (E.LU et E.L.S) .....	32
III .3.3. Ferrailage de l'escalier .....	34
III .3.4. Les vérifications à E.L.U.....	34
III .3.5. Vérifications des constraints à ELS .....	35
III .3.6. Poutre palière .....	35
III .3.6. 1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) .....	40

III .3.6. 2. Charge supportée par la poutre.....	40
III .3.6.3 Calcul des sollicitations à E.L.U .....	40
III . 4. Balcons .....	43
III . 4.1. Descente de charge .....	44
III.4.2. Ferrailage du balcon.....	45
III.5. Ascenseur .....	46
III.5.1. Définition .....	46
III..5.2. Etude de l'ascenseur .....	47
III.5.3.Descente de charges .....	48
III.5.3.1. Charges d'exploitation .....	48
III..5.3.2. Charges permanentes .....	48
III..5.3.3. Combinaisons fondamentales .....	51
III..5.3.4. Etude du plancher .....	51
III..5.3.5. Descente des charges .....	54
III.5.4. Calcul des moments du aux charges réparties .....	55
III.5.5.Moments sollicitant la dalle de l'ascenseur.....	55
III.5.6. Calcul du ferrailage .....	55

## **Chapitre IV**

### **Calcul des planchers**

IV.1. Introduction .....	63
IV..2. Dimensionnement des poutrelles .....	63
IV.3. Méthode calcul des poutrelles .....	63
IV.4. Plancher étage courant .....	66
IV.4. 1. Détermination des sollicitations.....	66
IV.4.1.1.Les moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU et ELS .....	70
IV.4. 2.Ferrailage des poutrelles .....	71
IV.5.Plancher terrasse inaccessible .....	79
IV.5. 1. Détermination des sollicitations.....	79
IV.5.1.1. Les moments et l'effort tranchants de plancher terrasse à ELU et ELS .....	81
IV.5.2. ferrailage des poutrelles (terrasse) .....	82
IV.6. Calcul le ferrailage de la dalle de compression : .....	91

## **Chapitre V**

### **Etude Sismique**

V.1. Introduction .....	95
V.2. Etude dynamique.....	95
V.3.Méthode de calcul .....	95
V.3.1.Methode statique équivalent .....	95
V.3.2 .Les méthodes dynamiques .....	96
V.4.Presentation du logiciel etabs .....	96
V.5.Critère de classification.....	97
V.6. les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 .....	101
V.6.1.portique auto stable .....	101
V.6.1.1.Verification de participation massique.....	102
V.6.1.2.Verification de comportement des trois premiers modes.....	104
V.6.1.3.Verification des déplacements inter étages .....	104
V.6.1.4. justification vis-à-vis de l'effet p- $\Delta$ .....	105
V.6.1.5.Verification l'excentricité accidentelle .....	107
V.6.1.6.Verification l'effort normal réduit .....	107
V.6.2.Voile porteur.....	108
V.6.2.1.Verification de la période .....	108
V.6.2.2.Stabilité au renversement .....	109
V.6.2.3. Vérification des déplacements inter étages .....	109
V.6.2.4. justification vis-à-vis de l'effet p- $\Delta$ .....	110
V.6.2.5. Vérification de participation massique.....	112
V.6.2.6. Vérification de comportement des trois premiers modes.....	113
V.6.2.7. Vérification l'excentricité accidentelle .....	114
V.6.2.8.Verification l'effort normal réduit .....	114
V.7.Conclusion.....	114

## **Chapitre VI**

### **Ferraillage des éléments structuraux**

VI .I. Ferraillage des poutres .....	116
VI .I.1.Introduction.....	116
VI .I.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 .....	116
VI .I.3. Les combinaisons des charges .....	116

VI .I.3.1. poutre secondaire .....	117
VI .I.3.2. poutres principales .....	117
VI .I.4. Ferrailage des poutre. ....	117
VI .I.4.1. Poutres principales de rive.....	117
VI .I.4.2. Les vérifications .....	118
VI .2. Ferrailage des poteaux .....	125
VI .2.1.Methode de calcul .....	125
VI .2.2.Ferrailage selon le RPA 99/V2003 .....	125
VI .2.3.Les sollicitations défavorables .....	126
VI .3.Voile contreventement .....	131
VI .3. 1. Introduction .....	131
VI .3. 2. Les systèmes de contreventement.....	132
VI .3. 3. Principe de calcul .....	132
VI .3. 4. La méthode de calcul .....	133
VI .3. 5. Ferrailage des voiles .....	133
VI .3. 6. Calcul des armatures transversale.....	138
VI .3. 7. Disposition des armatures .....	138

## **Chapitre VII**

### **Etude de l'infrastructure**

VII.1. voiles périphériques .....	144
VII.1.1. Détermination des sollicitations .....	144
VII.1.2.Ferrailage des voiles .....	146
VII.2. Introduction .....	150
VII.2.1. Le radier général .....	152
VII.2.2. Pré- dimensionnement du radier.....	152
VII.2.3. Ferrailage des poutres de libages .....	156
VII.2.4. Armature de peau .....	159
Conclusion générale .....	161
Références bibliographiques .....	163

Annexes

---

*Liste des notations*

---

E.L.S	Etat Limite De Service.
E.L.U	Etat Limite Ultime.
Cte	Valeur Constance.
$A_s$	Section D'aciers.
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés.
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale.
A.N	Axe Neutre.
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales.
$B_r$	Section Réduite.
$B_o$	Section Homogène Totale.
$E_s$	Module D'élasticité.
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton.
G	Action Permanente,
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
$M_a$	Moment Sur Appui,
$M_{ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
$M_u$	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{ax}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{ser}$	Effort Normal De Service,
$N_u$	Effort Normal Ultime,
$P_{ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U,
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,

$B$	Largeur D'une Table De Compression,
$b_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T,
$D$	hauteur utile d'une section,
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours,
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
$h$	Hauteur totale d'une section,
$h_0$	Hauteur d'une table de compression,
$i$	rayon de giration,
$l_a$	Portée d'ancrage,
$l_f$	hauteur de flambement,
$l_i$	Portée de travée,
$l_r$	Longueur de recouvrement,
$l_s$	Longueur de scellement,
$l_o$	Longueur fictive,
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence,
$S_t$	Espacement des armatures transversales,
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,

$\varepsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ ),
H	Coefficient de fissuration,
$\lambda$	Élancement géométrique,
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton,
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite,
$\tau_U$	Contrainte tangentielle conventionnelle,
$\phi$	Diamètre d'une barre,
$\phi_1$	Diamètre d'une barre longitudinale,
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale,
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
$\psi_s$	Coefficient de scellement,

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة مخصص للاستخدام السكني، يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 12 طابقاً، والذي سيكون موجوداً في ولاية عنابة، مصنّف ضمن المناطق متوسطة الزلازل IIa حسب الأنظمة الزلزالية الجزائرية (RPA 99) نسخة (2003) باستخدام لوائح الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (B.A.E.L91modified99 ، RPA99V2003) تبدأ هذه الدراسة بالوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد، ثم الأبعاد للهيكّل ونزول الأحمال وحساب العناصر الرئيسية (الأعمدة والروافد والأشرفة والأسقف) والعناصر الثانوية (الشرفات والسلالم والحاجز). وأخيراً، تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكّل باستخدام برنامج ETABS ، وذلك لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن التحميل (الأحمال الدائمة، احمال التشغيل والحمل الزلزالي)، وسيتم الانتهاء من العمل مع دراسة البنية التحتية (الأساسات العامة من نوع الطوافة).

### Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée plus 12 étages, qui sera implantée à Annaba, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L 91modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles, planchers) et secondaires (balcons, escaliers, acrotère,).

on a effectué une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS , afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail par une étude de l'infrastructure (fondation de type radier général).

### Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building for residential use, consisting of a ground floor plus 12 floors, which will be located in the wilaya Annaba, classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations ( RPA 99 version 2003).

Using the regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91modified99), this study begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-sizing of the structure, the descent of loads. and calculation of the main elements (posts, beams and sails, floors) and secondary elements ( balconies, stairs, parapet.).

Finally, a dynamic study of the structure was carried out with the ETABS software, in order to determine the different stresses due to loading (permanent loads, operating conditions and seismic load), and the work will be completed with a study of the infrastructure (general raft type foundation).

■ ■ *Introduction générale*

Afin de garantir la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs civils doivent concevoir des structures en prenant en compte les aspects structurels, fonctionnels, économique, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage.

Une structure doit être calculée et conçue de manière à rester fonctionnelle pour l'usage prévue, en tenant compte de sa durée de vie et de son coût. Ainsi qu'à toutes les influences possibles pendant et après la construction, tout en offrant une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien. Pour répondre à ces exigences, il est crucial de choisir les matériaux appropriés, de définir un design et des dimensions adéquates ainsi que de spécifier des procédures jusqu'à la construction et l'exploitation.

Pour ce faire, il est nécessaire de respecter scrupuleusement les règlements en vigueur (BAEL91, RPA /version 2003) le projet étudié concerne un bâtiment résidentiel de 13 niveaux (R+12) situé à Annaba. Ce site est classé en zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

Pour mener cette étude, nous avons divisé le mémoire en sept chapitres avec une introduction générale et la conclusion générale :

**Le Premier chapitre :** consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.

**Le deuxième chapitre :** présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).

**Le troisième chapitre :** présente le calcul des planchers.

**Le quatrième chapitre :** consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structureux.

**Le cinquième chapitre :** se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 9.6.0.

**Le sixième chapitre :** se portera sur le ferrailage des éléments principaux.

**Le septième chapitre :** consiste à l'étude des voiles de contreventement. Le dernier chapitre : consiste à la conception et le calcul de l'infrastructure.

# **Chapitre I**

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation d'un rez-de-chaussée et de 12 étages.

**Le problème posé est : comment assurer la stabilité et la durabilité de notre structure aux différents effets tout en prenant aspect économique ?**

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+12) à usage d'habitation sera implanté à Annaba; est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) conformément au règlement parasismique algérien (RPA 99) version 2003.

Dans le cadre de cette étude, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS sera utilisé pour effectuer les calculs statiques et dynamiques des éléments structuraux. Les charges exercées sur le bâtiment seront utilisées pour ferrailer les éléments structuraux en suivant les combinaisons et les directives constructives prescrites par le BAEL 91 et le RPA 99/version 2003.

### I.2.1 Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

- Longueur totale du bâtiment.....**22,30m**
- Largeur totale du bâtiment.....**10,70m**
- Hauteur totale du bâtiment.....**40,43 m**
- Hauteur du R.D.C.....**3,06m**
- Hauteur des étages courants .....**3,06 m**
- Hauteur de l'acrotère.....**0,65 m**

### I.2.2 Différents éléments de la structure :

#### a) Structure de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### b) Planchers :

Un plancher est une surface généralement plane, conçue pour séparer les niveaux d'un bâtiment et supporter les revêtements de sol. Dans notre bâtiment y a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux (20+5) cm pour RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine pour le balcon et la dalle de l'ascenseur.

- **Planchers à corps creux** : Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de

compression en béton armé. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure.
- Une économie du coût de coffrage .
- **Plancher à dalle pleine** : Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm .

#### c) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé qui supporte les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres et les transmettent aux fondations.

#### d) Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, conçus pour transmettre les charges aux poteaux. Il y a deux types des poutres :

- Les poutres principales (transversales).
- Les poutres secondaires (longitudinales).

#### e) Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses. On distingue :

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

#### f) Escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettent l'accès d'un niveau à autre et à faciliter les déplacements entre étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier à 2 volées droites perpendiculaires entre elles avec un palier.

#### g) Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical utilisé pour déplacer des personnes ou des marchandises entre les différents niveaux d'un bâtiment (offrir un accès rapide et pratique aux étages supérieurs ou inférieurs). Il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

#### h) Acrotère :

L'acrotère est un muret ou une bordure en béton armé entourant une terrasse inaccessible d'une hauteur de 65 cm. Ses principaux rôles sont d'assurer la sécurité en

empêchant les chutes, d'assurer l'étanchéité en protégeant contre les infiltrations d'eau, et d'améliorer l'esthétique du bâtiment.

**i) Balcon :**

Les balcons sont encastré dans le plancher ; sont réalisés en dalle pleine.

**j) Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons .
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**k) Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

**I.3. Caractéristiques géotechniques du sol :**

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.T.P.E) Le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 1,5$  bars.
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 17\text{KN/m}^3$ .
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent).
- Le site est considéré comme meuble(S3).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

**I.4 Caractéristiques des matériaux :**

**I.4.1 Le Béton :**

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle ; constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

**I.4.1.1Composition du béton :**

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe CPJ45.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5 mm.

- 800 litres de gravier de diamètre 3/8 et 15/25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

#### I.4.1.2 La résistance du béton à la compression selon BAEL91 (art A.2.1, 11) :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes :

Bétons des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} \leq 28\text{MPa}.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} \geq 28\text{MPa}.$$

Bétons des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} \leq 28\text{MPa}.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \rightarrow \text{pour : } j \geq 28 \text{ MPa}$$

#### I.4.1.3 La résistance du béton à la traction selon BAEL91 (art A.2.1, 11) :

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

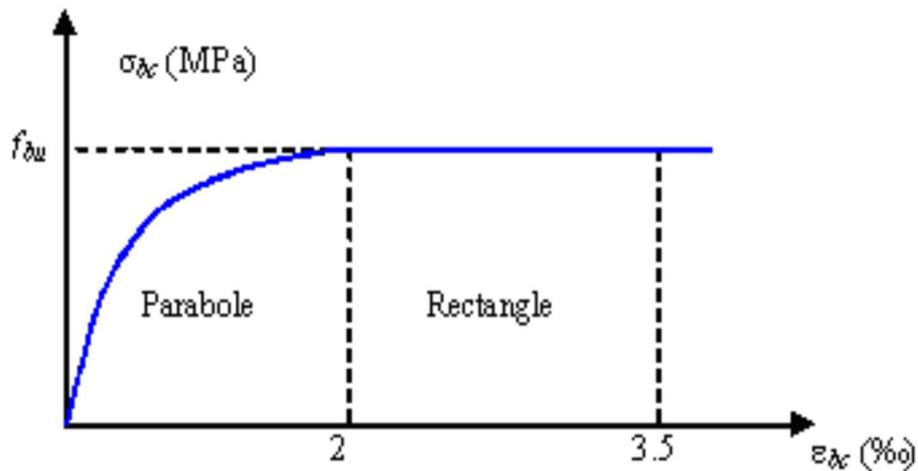
$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}.$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa}.$$

#### I.4.1.4 Contrainte limite :

a) **Etat Limite Ultime (ELU)** : qui correspond à la limite :

- Soit de la perte de l'équilibre statique (basculement).
- Soit de perte de la résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.
- Soit de la perte de la stabilité de forme (flambement).



**Figure I.1:** Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes -Déformations du béton.

La contrainte limite à la compression est :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).}$$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{array} \right.$$

$\theta$  : coefficient dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

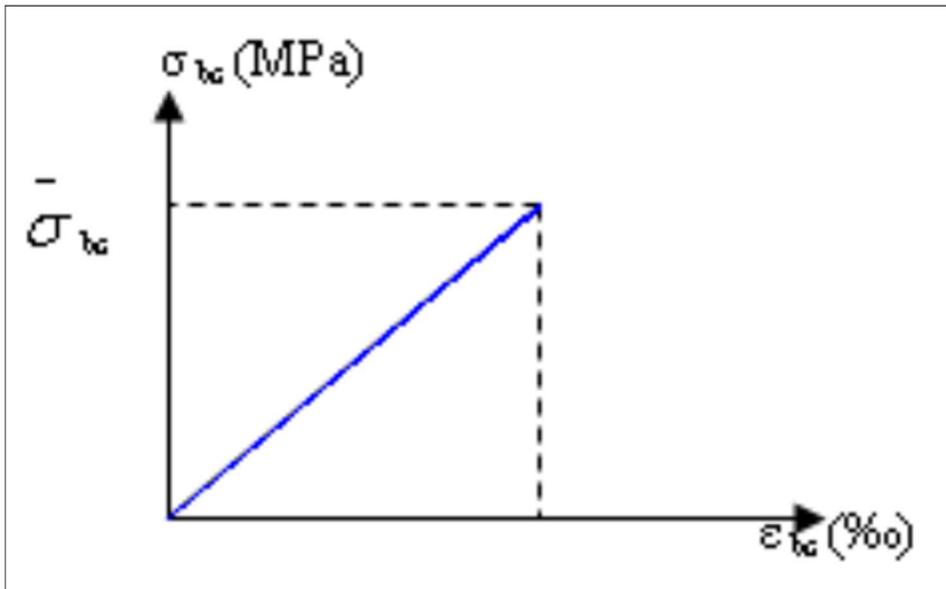
$$\theta = 0,9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0,85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

Avec  $t$  est durée d'application de la combinaison d'action considérée.

### b) Etat limite de service (E.L.S) :

C'est la limite où les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.



**Figure I.2:** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

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

**Avec:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

#### I.4.1.5 Modules de déformation longitudinale :

##### a) Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$$- E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ MPa; pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

##### b) Module de déformation différée:

$$- E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ Mpa. ; pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa;}$$

#### I.4.1.6 Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

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

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

#### I.4. Aciers :

l'acier est un matériau de construction couramment utilisé en raison de ses propriétés mécaniques exceptionnelles. Il se caractérise par une grande résistance à la traction et à la compression, ce qui le rend idéal pour renforcer le béton (béton armé) et pour la construction de structures solides et durables.

### a) Diagramme déformation- contrainte :

$$\sigma_s = f(\varepsilon \text{ ‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Cas général.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Cas des combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

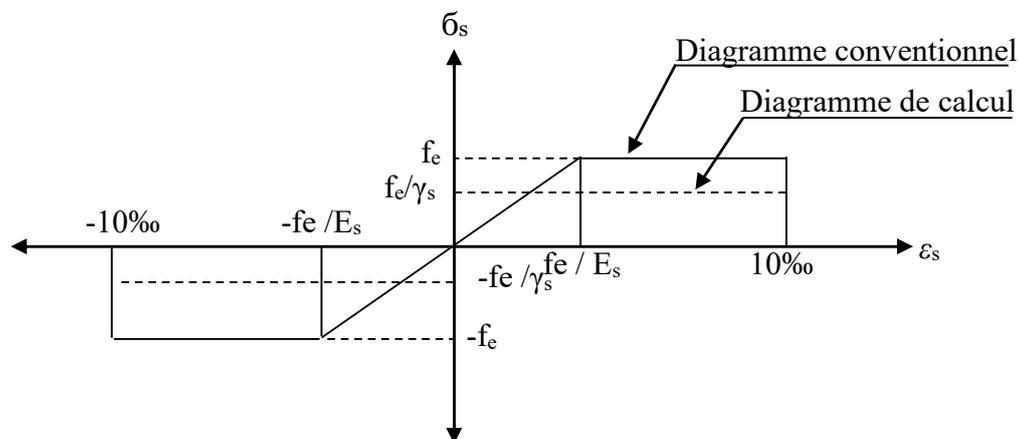


Figure I.3 : Diagramme de déformations – contraintes.

### b) Contrainte de calcul d'acier :

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

Pour FeE400 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}; \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{coefficient de sécurité.} \\ f_e : \text{Résistance élastique d'acier.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_s = 1 \rightarrow \text{cas accidentelle} \Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{cas général} \Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

Les contraintes admissible de l'acier sont données comme suite :

-Pour le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\text{MPa.}$$

- Pour le cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

Le coefficient de fissuration  $\eta$ :

$\eta = 1.6 \rightarrow$  Pour les armatures à haute adhérence (H.A).

$\eta = 1 \rightarrow$  Pour les armatures rondes lisses (R.L).

### I.5. les hypothèses de calcul :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à  $:\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression ;
  - L'acier en traction et en compression.

#### I.5.1 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

**Tableau I.1** :Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 <sup>0</sup> / <sub>00</sub>

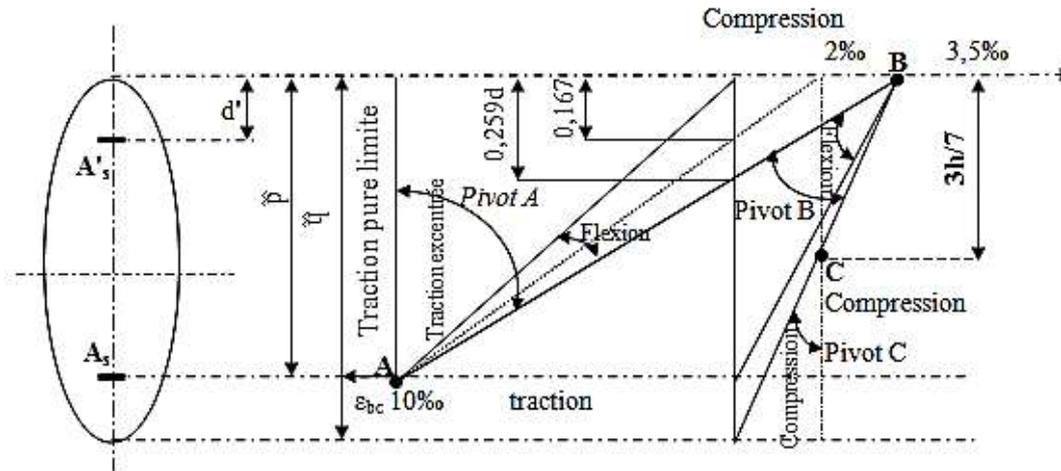


Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

**I.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

**a) Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action Suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

**b) Etat limite de service :**

Combinaison d'action (G + Q)

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} G : \text{charge permanent} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{charge du séisme} \end{cases}$

**I.6 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre projet en offrant une description approfondie, accompagnée du rapport géotechnique pertinent et des différents matériaux choisis pour cette étude .

## **Chapitre II**

*Pré-dimensionnement des éléments structuraux*

### II.1. Introduction :

Le pré-redimensionnement vis à pré calculer le divers élément résistante conformément aux normes BAEL .91 et RPA99/version 2003, afin de déterminer une épaisseur économique et d'évitera les excès d'acier et béton.

### II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume à dimensionnement une poutrelle et donc l'utilisation de la condition de flèche.

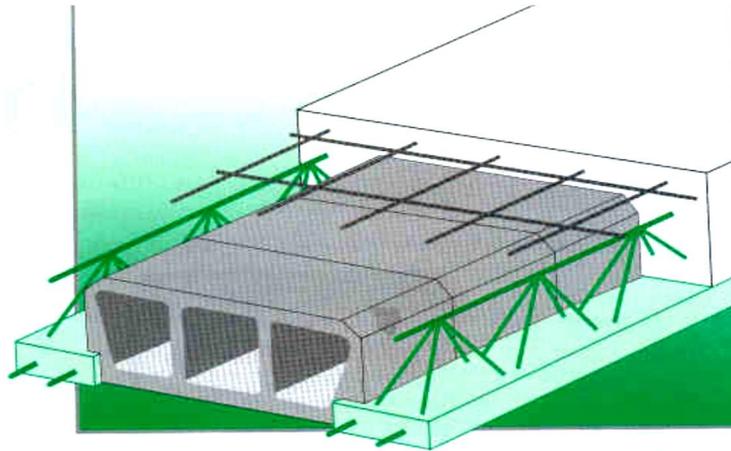


Figure II.1 : Dessin d'un plancher en corps creux.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad (\text{Article A6.8.424 BAEL91}).$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$$L_{\max} = 560 - 30 \quad \rightarrow \quad L_{\max} = 530 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t \geq \frac{530}{22,5} = 22,66 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{cases}$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

20 cm : épaisseur de corps creux.

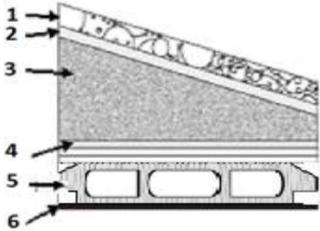
5 cm : épaisseur de la dalle de compression.

### II.3. Descente des charges :

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et Charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ».

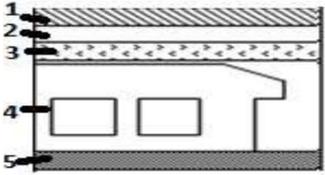
**II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :** Le tableau II.1 montre la descente des charges terrasse inaccessible selon D.T.R B.C.2.2 :

**Tableau II. 1 :** Descente des charges du plancher terrasse.

N°	Désignation	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )	
1	Protection gravillon	20	0 ,045	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,2	
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (20+5)	/	/	3,3	
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,88</b>	(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>	(KN/m <sup>2</sup> )

**II. 3.2. Plancher étage courant :** La descente des charges étage courant présenté dans le tableau II.2 et la charge d'exploitation de l'ordre de 1,5KN/m<sup>2</sup> selon D.T.R B.C.2.2.

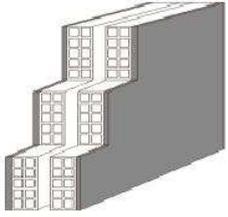
**Tableau II.2:** Descente des charges du plancher étage courant .

N°	Désignation	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	e (m)	G KN /m <sup>2</sup>	
1	Revêtement en carrelage	20	0 ,015	0,3	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
3	Sable fin pour mortier	18	0,02	0,36	
4	Plancher à corps creux	/	/	3 ,3	
5	Enduit en plâtre	10	/	0,2	
6	cloison en briques creuses	9	0,1	0,9	
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,46</b>	(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>	(KN/m <sup>2</sup> )

**II.3.3. Maçonnerie :**

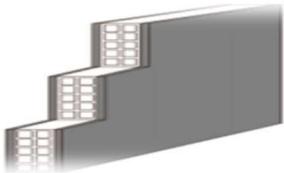
- **Mur extérieurs:** Composé en brique creuse de double paroi (15 +10)

Tableau II. 3: charges Des murs extérieurs.

N°	Désignation	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )	
1	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
2	Brique creuse	9	0,10	0,9	
3	Lame d'aire	0	0,05	0,00	
4	Brique creuse	9	0,15	1,35	
5	Enduit en ciment	18	0,02	0,36	
<b>Charge permanente G</b>				<b>2,81</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

- **Mur intérieur** :Composé en brique creuse d'un seul paroi (10)

Tableau II. 4: Charges Des murs intérieurs.

N°	Désignation	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )	
1	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
2	Brique creuse	9	0,10	0,9	
3	Enduit en ciment	18	0,02	0,36	
<b>Charge permanente G</b>				<b>1,46</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

#### II.4. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  les charges d'exploitation respective des planchers des étage 1, 2, 3 .....n .

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment

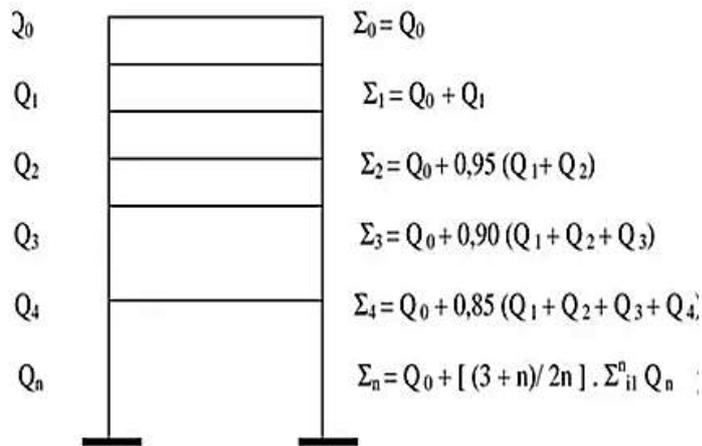


Figure II.2: Loi de dégression des charges

Tableau II. 5: Loi de dégression des charges d’exploitation.

Niveau	La loi de dégression	La charge KN /m <sup>2</sup>
Terrasse	$Nq_0=1,00$	<b>1,00</b>
12	$Nq_1=q_0+q_1$	2 ,5
11	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
10	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
9	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
8	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
7	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
6	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,45
5	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
4	$Nq_9=q_0+0,66(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	9,91
3	$Nq_{10}=q_0+0,65(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10,75
2	$Nq_{11}=q_0+0,63(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11})$	11,39
1	$Nq_{12}=q_0+0,62(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11}+q_{12})$	12,16
RDC	$Nq_{13}=q_0+0,61(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11}+q_{12}+q_{13})$	12,89

**II.5. Pré dimensionnement des poutres et des poteaux :**

Le système des portique est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

### II.5.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment, faites en béton arme et de section rectangulaire sont conçues Pour transmettre aux poteaux les charges verticales provenant des planchers. Elles seront pré Dimensionnées en utilisant les formules empiriques des règlements BAEL 91, et RPA99 /version 2003.

D'après le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

On a deux types de poutres :

#### II.5.1.1. Sens longitudinal :

##### ▪ Poutres principales :

$$\text{Nous avons : } \{L = 540\text{cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 36\text{cm} \leq h_t \leq 54\text{ cm} \\ 12,15\text{ cm} \leq b \leq 16,2\text{ cm} \end{array} \right. \quad \Leftrightarrow \begin{array}{l} \text{on prend : } h_t = 45\text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 15\text{ cm} \end{array}$$

Vérification R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 15\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée} \rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \rightarrow 45\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section de poutre principale **(30x45) cm<sup>2</sup>**

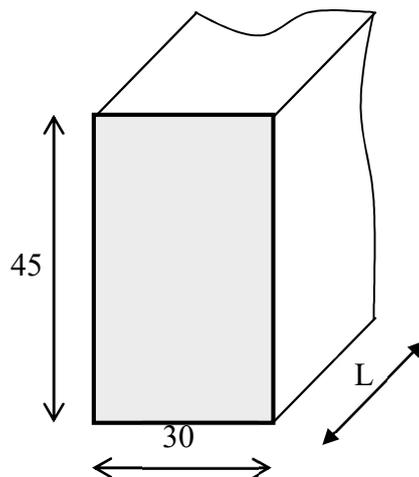


Figure. II.3 : Dimensions des poutres principales.

### II.5.1.2. Sens transversal :

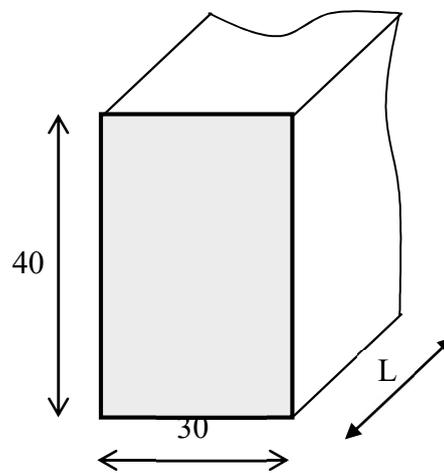
#### ▪ Poutre secondaire :

$$\text{Nous avons : } \left\{ \begin{array}{l} L = 560 \text{ cm} \Rightarrow 37,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 12 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée} \rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section de poutre secondaire **(30x40) cm<sup>2</sup>**



**Figure. II.4 :** Dimensions des poutres secondaires.

### II.5.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments structuraux verticaux utilisés dans la construction pour supporter des charges verticales, généralement à forme carrée, rectangulaire et circulaire.

Les pré-dimensionnement s'effectuent avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central). La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

Surface d'influence sur le poteau

$$S = (2,8 + 1,6)(2,7 + 2,4) = 22,44 \text{ m}^2$$

$$S = 22,44 \text{ m}^2$$

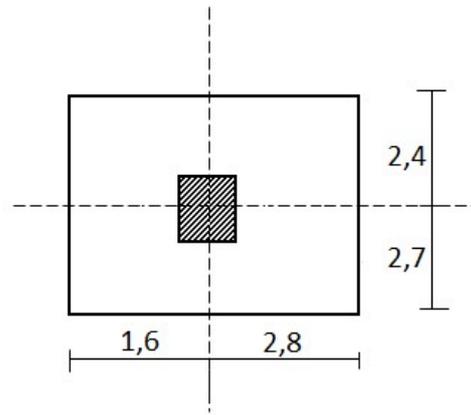


Figure II.5: Poteau plus sollicité .

**II.5.2. 1. Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :**

Poids propre de plancher :  $PPL = (G_T + 12 G_e) \times S = (6,88 + 12 \times 5,46) \times 22,4 = 1621,76 \text{ KN}$

Poutres principaux:  $G_{pp} = \sigma_b (b \times h) \times L \times n = (0,45 \times 0,30 \times 5,1 \times 25 \times 13) = 223,76 \text{ KN}$

Poutres secondaire:  $G_{ps} = \sigma_b (b \times h) \times L \times n = (0,40 \times 0,30 \times 4,4 \times 25 \times 13) = 213,56 \text{ KN}$

$N_G = PPL + G_{ps} + G_{pp} = 1621,76 + 213,56 + 223,76 = 2059,08 \text{ KN}$

$N_Q = Q \times S = 12,89 \times 22,44 = 289,25 \text{ KN}$

$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 (2059,08) + 1,5 (289,25) = 3213,63 \text{ KN}$

On major les efforts de 10%

$$1,1 \times N_U = 3536,39 \text{ KN}$$

**II.5.2.2. Détermination de la section du poteau (a.b) RDC :**

• **Détermination de a :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br.f_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_U$  : Effort normal ultime (compression)

$\alpha$ : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

$\lambda$ : Elancement d'EULER  $\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right)$ .

$L_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : Rayon de giration  $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$ .

$I$ : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$ .

$B$ : Section du béton ( $B = a \times b$ ).

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )

$f_e$ : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400\text{MPa}$ ).

$f_{c28}$ : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ).

$A_s$ : Section d'acier comprimée.

$B_r$ : Section réduite d'un poteau ( $B_r = (a - 2)(b - 2)$ )

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où :  $h_0 = 306\text{ cm}$

Donc :  $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 306 = 214,2\text{cm}$

• **Déterminer(a) :**

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,29a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,29 \times a} \leq 50\right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{214,2}{0,29 \times 50} = 14,77\text{cm}\right)$$

on prend :  $a = 50\text{cm}$

- Déterminer(b) :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}$$

Selon le « Le RPA 99 version 2003 »  $A_s = 0,8\%B_r$ .....Zone IIa

$$A_s = 0,8\%[48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 16,41 < 50$$

$$\alpha = \left[ \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right]$$

$$\alpha = \left[ \frac{0,85}{1 + 0,2(16,41/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[ \frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,8 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 40,05 \text{ cm}$$

Donc , on prend : **b = 50cm**

Vérification des conditions du RPA 99 /2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a;b) = \min(50;50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a;b) = \min(50;50) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec :  $h_e$  : Hauteur d'étage.

Donc :

On prend les sections des poteaux de RDC une section carrée **(a × b) = (50 × 50) cm<sup>2</sup>**

### II.6. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles, éléments rigides en béton armé coulé sur place, ont pour double fonction de supporter une partie des charges verticales et de garantir la stabilité de la structure face aux charges horizontales.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

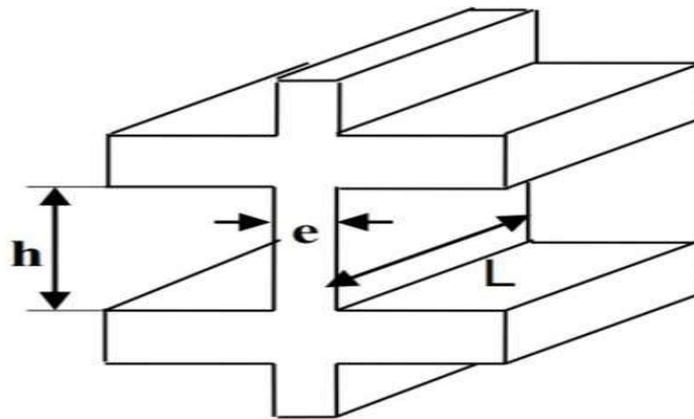


Figure II.6: Schéma de voile.

Le **R.P.A99 (version 2003)** considère comme voiles de contreventement ceux qui répondent à la condition suivante :

$$\begin{cases} e \geq \max(h_e/22; 15)\text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13,91\text{cm}$$

On adopte L'épaisseur des voiles :  $e=20\text{ cm}$

$$L \geq 4e \quad \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

## **Chapitre III**

*Ferraillages des éléments non structuraux*

**III .1. Introduction :**

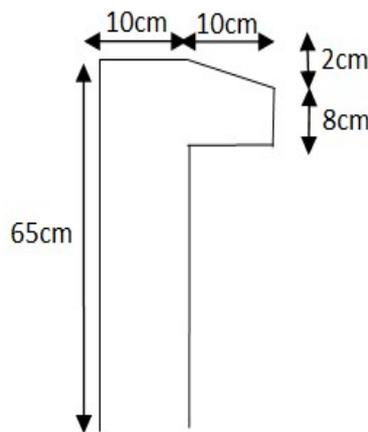
Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'a des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

**III .2. L'acrotère :**

L'acrotère est un couronnement en béton armé, Situé en bordure de la toiture terrasse et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute). Pour notre terrasse (terrasse inaccessible)

On adopte la dimension de l'acrotère :



**Figure III.1 :** Schéma statique de L'acrotère.

**III .2.1 . Descente des charges :**

Poids propre :

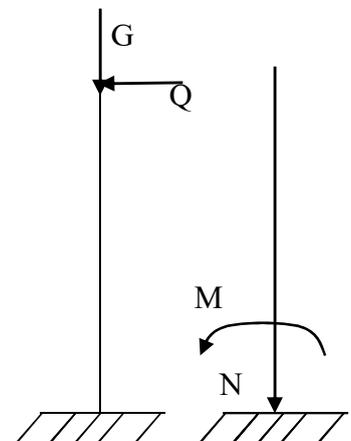
$$S = \left[ \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,65) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,074 \text{m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,074 \times 25 = 1,85 \text{KN/ml}$$

$$G = 1,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_{en} = (0,18 \times 2) \times (10 + 65 + 55 + 10 + 8 + (\sqrt{10^2 + 2^2})) = 0,57 \text{KN}$$

$$G = 1,85 + 0,57 = 2,42 \text{KN}$$



**III.2.2. Calcul des sollicitations :**

- **Effort normal :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,42 = 3,27 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 2,42 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

- **Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

- **L'excentricité:** 
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,98}{3,27} = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,30 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**III .2.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section:**

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3,27 \times (0,30 + 0,05 - 0,02) = 1,079 \text{ KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337 \cdot h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02) \times 3,27 - 0,98 = -0,75 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$-0,75 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \cdot h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

**III .2.4. Calcul du ferrillage (E. L. U. R) :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,085$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :**

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_c}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

- **On calcul:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{3,27 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}; \quad A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m} \rightarrow \text{st}=25 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{On adopte : } A_s = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3\phi 8 \text{ p.m}$$

### III .2. 5. Vérification des contraintes E. L. S:

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 2,42 \times (0,30 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,80 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,048 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,048)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,048)^2$$

$$I = 1743,49 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{800}{1743,49} \times 2,048 = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{e28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{800}{1743,49} (9 - 2,048) = 47,85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 47,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  .....condition vérifier.

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow$  Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

- **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients  $A, C_p$ , et  $W_p$  sont obtenus par le RPA99v2003

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

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 2,42 \text{ KN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que:  $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,8 \times 2,42 \times 0,15 = 1,16 \text{ KN}$

$F_p = 1,16 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN}$  .....Condition vérifier.

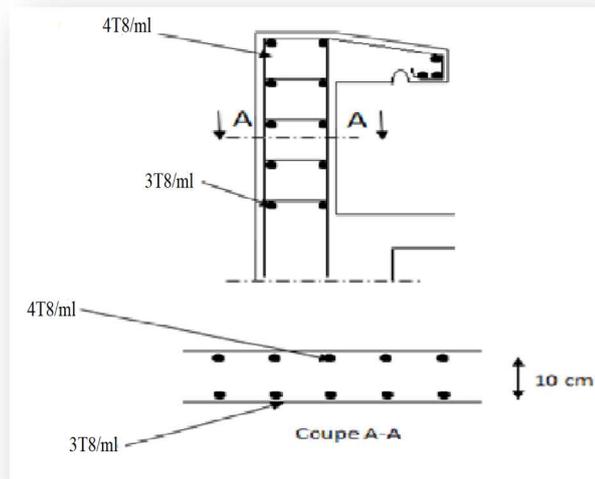


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère

### III .3. Escaliers:

Les escaliers sont des éléments importants facilitent l'accès vertical entre les différents étages de la structure et sont soumis à diverses forces, telles que le poids propre des escaliers et les surcharges dues aux différents accès et aux personnes. Ces charges des variées peuvent entraîner des dommages dans les éléments de la structure, tels que la déformation, la fissuration, voire même la ruine de l'escalier. Pour prévenir ces risques, une étude détaillée sur le type de ferraillage adopté est nécessaire. L'escalier régulier de plans horizontaux permet de passer d'un niveau à un autre dans une construction. Il se compose de :

- La Marche : partie verticale qui reçoit le pied.
- La Contre marche : partie verticale qui limite la marche.
- Le giron(g) : distance horizontale séparant deux contre marches ou la largeur d'une marche.
- La hauteur de marche(h) : différence de hauteur entre deux marches successives.
- L'emmarchement : la largeur totale de l'escalier.
- La Paillasse : dalle oblique qui supporte l'escalier.
- Le palier : partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire.
- Le jour : largeur du vide entre deux volées parallèles.
- Le collet : bord limitant l'escalier du côté jour.

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés en place, et les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de Blondel:  $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ .

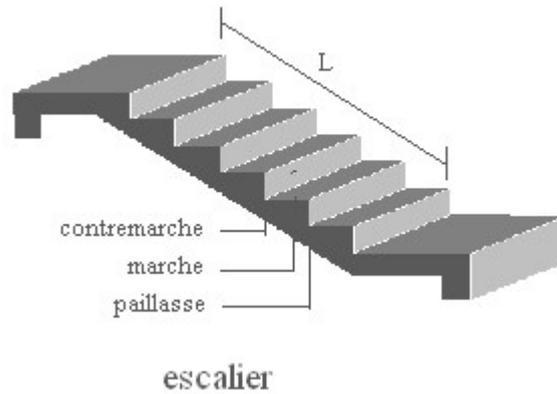


Figure III.3: Schéma statique de l'escalier

III .3.1. Dimensions des escaliers:

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

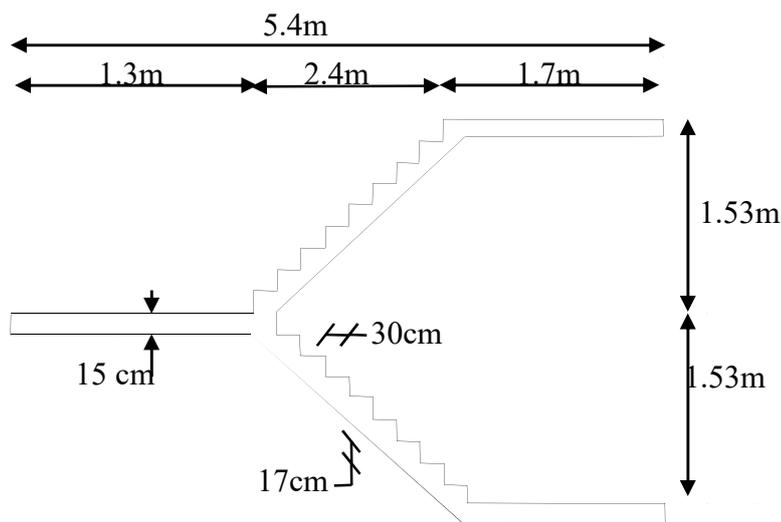


Figure.III.4 : Escalier a deux volées.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ( $H = n.h = \frac{h_c}{2}$ )

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$  Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_c}{2})$$

$n$ : Nombre de contre marches

$L$ : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :  $L = (n-1)g$

- **Dimensionnement de l'escalier :**

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n - 1)g \Rightarrow g = L/n - 1$$

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis :  $m.n^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0$  .....(2) Avec:

Donc l'équation (2) devient :  $m = 64$  ;  $H = 306/2 = 153\text{cm}$ ;  $L = 240\text{cm}$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  **contre marches**

Donc le nombre de marche :  $n - 1 = 8$  **marches**

Puis:  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow$  On prend :  $h = 17\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - 2 \times 17 = 30 \text{ cm} ; \text{On prend: } g = 30 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse ( $e_v$ ):**

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos(\alpha)} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos(\alpha)}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,20 \leq e_v \leq 13,79\text{cm}; \text{ on prend: } e_v = 12\text{cm}$$

- **Epaisseur de palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos(\alpha)} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm} ; \text{ on prend: } e_p = 15\text{cm}$$

## III .3.2. Descente des charges et des surcharges (E.LU et E.L.S) :

## a. Paillasse :

Tableau III.1: Les charges et les surcharges supportées par la paillasse

N°	Désignation	Ep(m)	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \cdot h/g$	0,02	20	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \cdot h/g$	0,02	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos(\alpha)$	0,12	25	3,45
7	Poids propre des marches : $22 \cdot h/2$	/	22	1,87
8	Garde-corps	/	/	0,1
9	Enduit en plâtre	0,02	$10/\cos\alpha$	0,23
<b>Charge permanente G</b>				<b>7,27</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times 1m = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \times 1m = 09,77 \text{ KN/ml}$$

## b. Palier :

Tableau III.2: Les charges et les surcharges supportées par Le palier

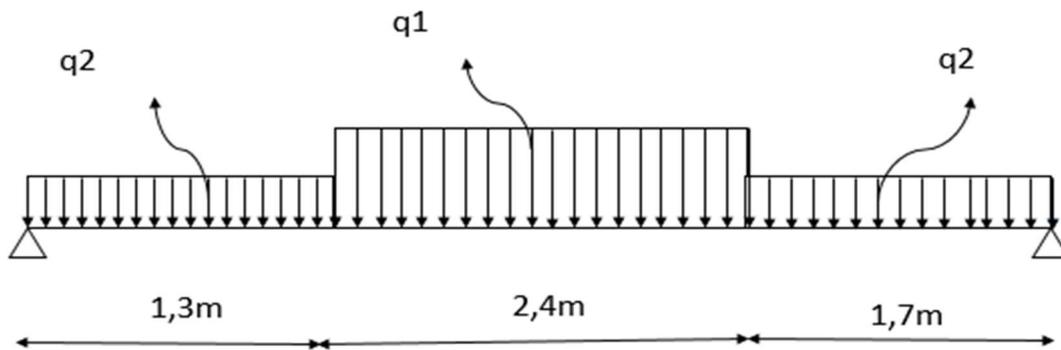
N°	Désignation	Ep(m)	$\rho$ (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Poids propre de palier	0,15	25	3,75
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,11</b>

<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>2,5</b>
--------------------------------	------------

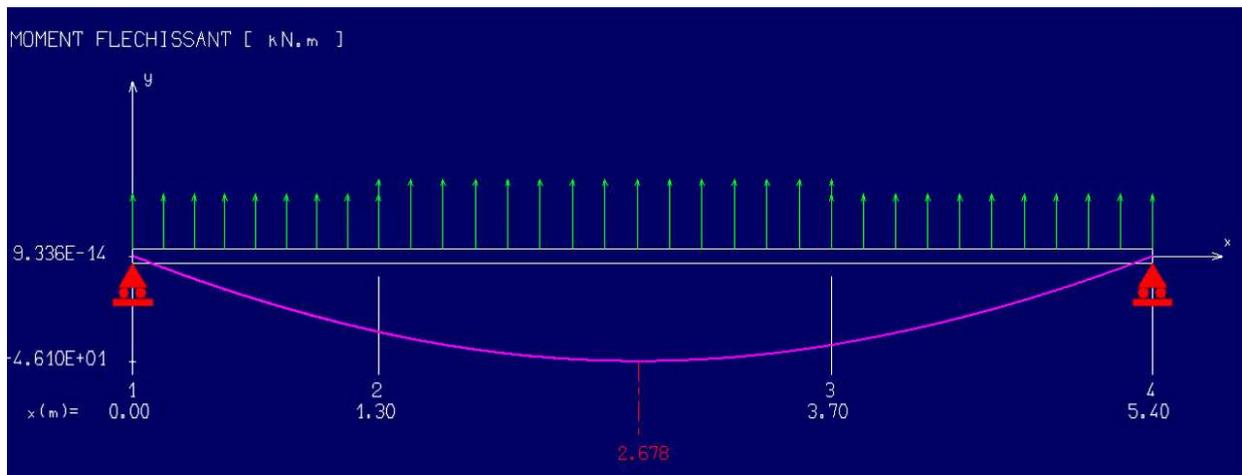
$$Q_{U2} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times 1m = 10,65 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G + Q) \times 1m = 7,61 \text{ KN/ml}$$

- **Schéma statique :**



- **Moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U**



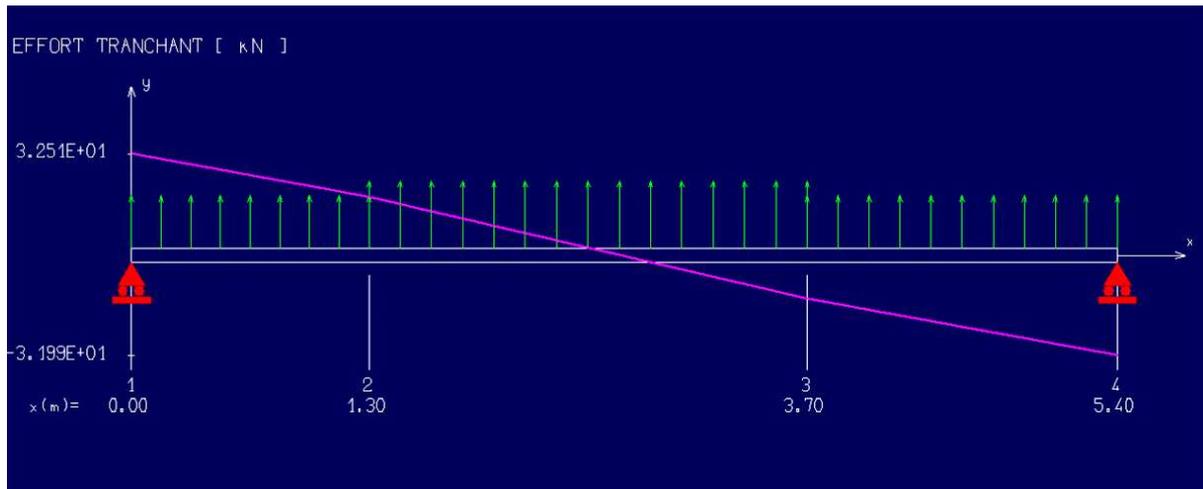


Figure.III.5 : Diagrammes des moments fléchissants et l'effort tranchant

$$\text{On a : } M_{\max} = 46,10 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85.M_{\max} = 39,19 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,4.M_{\max} = 18,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III .3.3. Ferrailage de l'escalier :

Tableau III.3: Les résultats du ferrailage de l'escalier.

Caractéristique	$h_{\text{travée}} = 12 \text{ cm}$ $h_{\text{appui}} = 15 \text{ cm}$	$b = 100 \text{ cm}$	$F_c E = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$d_{\text{travée}} = 0,9.h = 10,8 \text{ cm}$ $d_{\text{appui}} = 0,9.h = 13,5 \text{ cm}$		
/	M(KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptir}} (\text{cm}^2)$	$A_r = A_{\text{adoptir}}/4$	$A_r (\text{adoptée})$
Travée	39,19	0,238	0,862	12,10	8T14/ml = 12,32cm <sup>2</sup> $S_t = 14 \text{ cm}$	3,08	4T12/ml = 4,52cm <sup>2</sup> $S_t = 25 \text{ cm}$
Appuis	18,44	0,078	0,959	4,09	6T12/ml = 6,79cm <sup>2</sup> $S_t = 17 \text{ cm}$	1,70	3T12/ml = 3,39 cm <sup>2</sup> $S_t = 33 \text{ cm}$

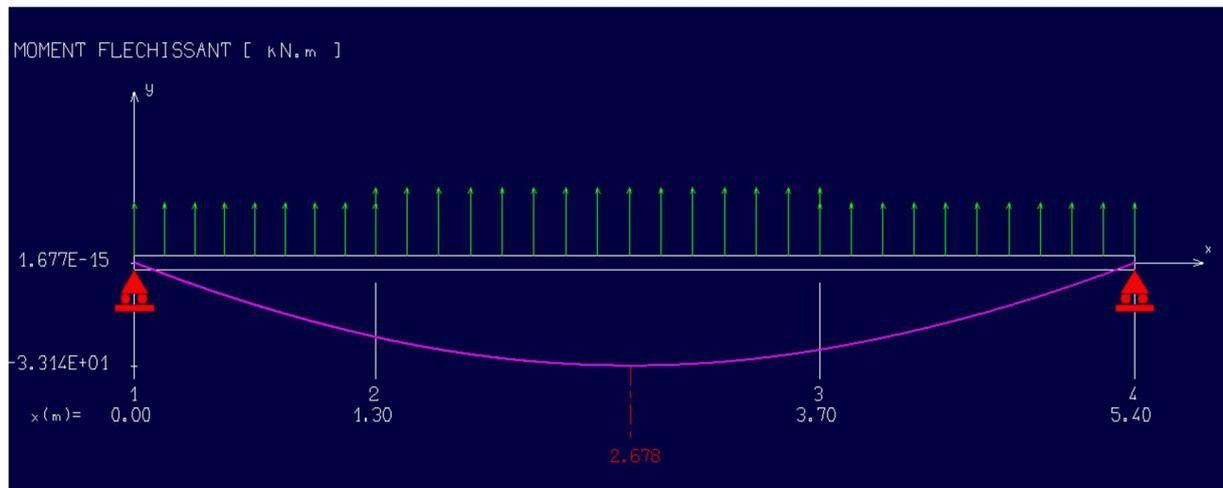
### III .3.4. Les vérifications à E.L.U:

Les éléments de l'escalier, les conditions de non fragilité au niveau des appuis a était vérifiée selon BAEL 91(voir le tableau III.4)

Tableau III.4 : Ferrillage d'escalier.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée : $A_{min} = [0,23.b.d.f_{t28}/F_e E] = 1,30 \text{ cm}^2$	$A_{adoptir} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée.
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{32,5}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,30 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{t28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau} \dots C.V$
Vérification au niveau des appuis	$A_{min} \geq \frac{1,15}{F_e} (V_u + \frac{Ma}{0,9d})$ $A_{min} \geq \frac{1,15}{400} (32,5 \times 10^{-3} + \frac{18,44 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}})$ $A_{min} \geq 5,29 \text{ cm}^2$	$A_{adoptir} 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée

III .3.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:



$M_{max} = 33,14 \text{ KN.m} ; A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

$M_{t_{ser}} = 0,85.M_{max} = 28,17 \text{ KN.m}$

$M_{a_{ser}} = 0,4.M_{max} = 13,26 \text{ KN.m}$

a) En travée

- Position de l'axe neutre:

$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta.A_s(d - y_1) = 0$

$50 y_1^2 + 184,8 y_1 - 1995,84 = 0 \Rightarrow y_1 = 4,73 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (4,73)^3}{3} + 15 \times 12,32 \times (10,8 - 4,73)^2$$

$$I = 10336,40 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{28,17 \times 10^3}{10336,40} \times 4,73 = 12,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**b) En appuis**

- **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 82,5 y_1 - 1113,75 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,97 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,97)^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (13,5 - 3,97)^2$$

$$I = 9578,42 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{13,26 \times 10^3}{9578,42} \times 3,97 = 5,48 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- **Vérification la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{240} \geq \frac{1}{30} \\ \frac{12,32}{100 \cdot 10,8} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,05 > 0,03 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 0,011 > 0,005 \dots \dots \dots \text{C.N V} \end{array} \right.$$

Lorsque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche.

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$$

$F_i$  : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application ; avec :

$$E_i = 11000\sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa} ; E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{F_i} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_i \cdot \mu_i) ; I_{F_v} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g)$$

$I_{F_i}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$I_{F_v}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- **Détermination du centre de gravité:**

$$Y_G = \frac{\sum A_s \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) + \frac{h}{2} + (h \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 12) + \frac{12}{2} + (12 \times 12,32 \times 10,8)}{(100 \times 12) + (15 \times 12,32)}$$

$$Y_G = 2,02 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 2,02 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 9,98 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \left( \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b}{3} y_2^3 \right) + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2 = \left( \frac{100 \times (2,02)^3}{3} + \frac{100 \times (9,98)^3}{3} \right) + 15 \times 12,32 \times (10,8 - 2,02)^2$$

$$I = 47654,42 \text{ cm}^4$$

- **Charges prises en comptes :**

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 3,45 \text{ KN/m}^2$

2-charge après mise de revêtement :  $g = 7,27 \text{ KN/m}^2$

3-charge total à l'E.L.S :  $q = (g + Q) = 9,77 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,45 \times 2,4^2 / 8 = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \cdot g \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 7,27 \times 2,4^2 / 8 = 4,45 \text{ KN.m}$$

$$M_q = 0,85 \cdot q \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 9,77 \times 2,4^2 / 8 = 5,98 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot z} = \frac{2,11 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 18,40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s \cdot z} = \frac{4,45 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 38,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{A_s \cdot z} = \frac{5,98 \times 10^3}{12,32 \times 9,31} = 52,14 \text{ Mpa}$$

Avec :  $z = d(1 - 0,4\alpha_t)$ ;  $\alpha_t = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,238}) = 0,345$

Donc :  $z = 10,8(1 - 0,4 \times 0,345) = 9,31 \text{ cm}$

- **Calcul des coefficients:**  $f$  ;  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{12,32}{100 \times 10,8} = 0,011 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{[2 + 3 \times 100/100] \times 0,011} = 1,91 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1,91 = 0,76 \end{cases}$$

- **Calcul des coefficients ( $\mu_i$ )**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \sigma_{sj} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 18,40 \times 0,011) + 2,1} = -1,16$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times \sigma_{sg} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 38,80 \times 0,011) + 2,1} = 0,04$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \sigma_{sq} \times f) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 52,14 \times 0,011) + 2,1} = 0,16$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 - 1,91 \times 1,16)} = 43122,62 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fg} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 1,91 \times 0,04)} = 48699,24 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fq} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_q)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 1,91 \times 0,16)} = 40150,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 47654,42}{(1 + 0,76 \times 0,04)} = 50873,31 \text{ cm}^4$$

• Calcul de la flèche :

$$F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_F}$$

$$F_{i_j} = \frac{2,11 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 43122,62} = 0,009 \text{cm}$$

$$F_{i_g} = \frac{4,45 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 48699,24} = 0,016 \text{cm}$$

$$F_{i_q} = \frac{5,98 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 40150,02} = 0,027 \text{cm}$$

$$F_{i_v} = \frac{4,45 \times (2,4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 50873,31} = 0,047 \text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = F_{i_v} - F_{i_j} + F_{i_q} - F_{i_g}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,047 - 0,009 + 0,027 - 0,016 = 0,049 \text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,049 \text{cm}$$

Il faut :  $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{cm}$$

$F_{\text{total}} = 0,049 \text{cm} < F_{\text{adm}} = 0,48 \text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

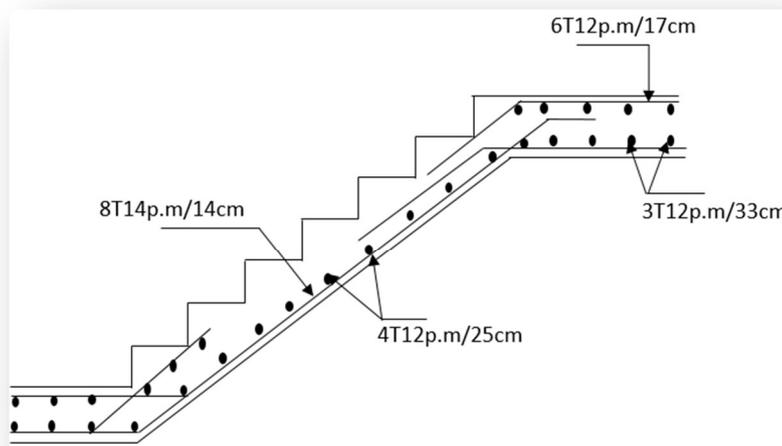


Figure III.6 : Ferrillage de l'escalier.

III .3.6. Poutre palière :

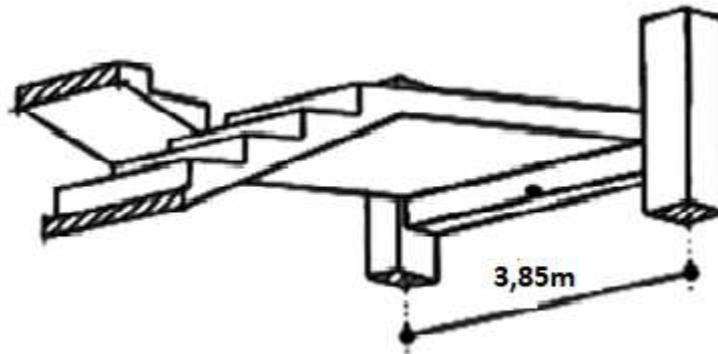


Figure III.7: Poutre palière.

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux)

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,7d \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 22,05 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

### III .3.6. 1 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

### III .3.6. 2 Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre =  $b \cdot h \cdot \gamma_{BA} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$
- Poids du mur supporté par la poutre =  $9 \times 0,25 \times (1,53 - 0,3) = 2,77 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier sur la poutre :  $R = 32,51 \text{ KN}$

$$q_u = 1,35(2,625 + 2,77) + 32,51 = 38,79 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (2,625 + 2,77 + 32,51) = 36,91 \text{ KN/ml}$$

### III .3.6.3. Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_0 = 71,87 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 61,09 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,4 \times M_0 = 28,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le tableau III.5 montre les résultats du ferrailage de la poutre palière en travée et et appuis

Tableau III .5 : ferrillage de la poutre palière.

Caractéristique	h= 35cm	b = 30 cm	F <sub>c</sub> E = 400Mpa	σ <sub>s</sub> = 348Mpa	d= 31,5cm
/	M(KN.m)	μ	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptir</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	61,09	0,14	0,924	6,03	6T12 = 6,79cm <sup>2</sup>
<b>Appuis</b>	28,75	0,068	0,965	2,72	3T12 =3,39cm <sup>2</sup>

❖ **Vérifications:**

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq [0,23.b.d.f_{t28}/F_c] = 1,14\text{cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_{st} = 6,79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,14\text{cm}^2 \\ A_{sa} = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,14\text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{74,67.10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,79\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,79\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Qu'il n'y a Pas risque de cisaillement.

• **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

$$M_{\max} = 54,40\text{KN.m}$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85.M_{\max} = 46,24\text{KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4.M_{\max} = 21,76\text{KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre: A<sub>s</sub>= 6,79cm<sup>2</sup>**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta.A_s(d - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 101,85y_1 - 3208,3 = 0 \Rightarrow y_1 = 11,62\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times (11,62)^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (31,5 - 11,62)^2$$

$$I = 55942,42 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{46,42 \times 10^3}{55942,42} \times 11,62 = 9,64 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**En appuis**

- **Position de l'axe neutre:  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$(50y_1^2 + 47,1 y_1 - 1483,63 = 0 \Rightarrow y_1 = 8,49 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times (8,49)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (31,5 - 8,49)^2$$

$$I = 31057,17 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{21,76 \times 10^3}{31057,17} \times 8,49 = 5,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- **Vérification la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{385} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{35}{385} \geq \frac{46,24}{10 \times 54,4} \\ \frac{6,79}{30 \cdot 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,09 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 0,09 > 0,085 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 0,0072 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

**Calcul Armatures transversales( $A_t$ ) :**

- **Diamètre des armatures  $A_t$ :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 1 ; 3 ; 1 \} \Rightarrow \phi_t = 1 \text{ cm}$$

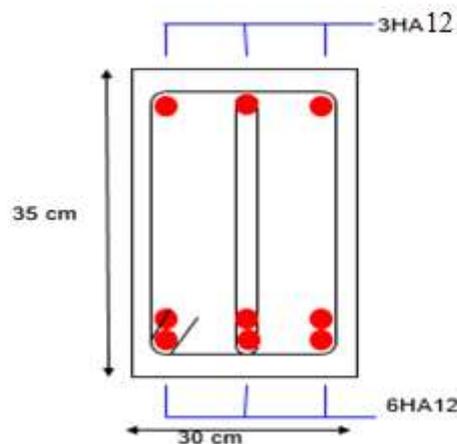
On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

• **Espacement des cadres ( $S_t$ ) :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$



**Figure III.8 :** Coupe de ferraillage de la poutre palière

**III .4. Balcons :**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection.

Il est similaire à une console qui s'étend de la façade d'un bâtiment et qui communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion  $h_0 \geq \frac{Lx}{20}$
- Isolation acoustique  $h_0 \geq 12 \text{ cm}$ .

Sécurité en matière d'incendie :

- e= 07 cm pour une heure de coup de feu.
  - e=11 cm pour deux heures de coup de feu.
- Alors on adopte L'épaisseur de dalle pleine : e=15cm

**III. 4.1. Descente des charges :**

Tableau III .6 : descente des charges du balcon

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1	revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente G</b>				5,27
<b>Charge d'exploitation Q</b>				3,5

Les charges surfacique et linière :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,5) \times 1m = 12,36KN/ml$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = (5,27 + 3,5) \times 1m = 8,77 KN/ml$$

- **Charge concentrée du mur au balcon :**

Poids propre du mur\_: le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1.30m de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_m = (\gamma_{mur} \times b \times h) \times 1m = (9 \times 0,10 \times 1,30) \times 1m = 1,17 KN$$

Enduit en ciment :

$$P_{Enduit\ ex} = (\gamma \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,02 \times 1,30) \times 1m = 0,468 KN$$

$$P_{Enduit\ int} = (\gamma \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,015 \times 1,30) \times 1m = 0,351 KN$$

$$P_{end} = 0,468 + 0,351 = 0,819 KN$$

$$\text{La charge totale : } P = P_{mur} + P_{Enduit} = 1,17 + 0,819 = 2,58 KN$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 2,58 = 3,48KN$$

$$P_s = 2,58KN$$

- **Calcul du moment maximal et l'effort tranchant :**

Le calcul se faire pour une bonde de 1m linière

$$M_{max} = \frac{Q_u \times L^2}{2} + P \times L ; T_{max} = Q_u \times L + P$$

$$E.L.U: \begin{cases} T_{max} = 17,69KN \\ M_{max} = 12,18KN.m \end{cases}$$

$$E.L.S: \begin{cases} T_{max} = 12,67KN \\ M_{max} = 8,77KN.m \end{cases}$$

**III.4.2. Ferrailage du balcon :**

**Tableau III .7 :** détail Ferrailage du balcon.

M(KN .m)	$\mu$	$\beta$	d(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopte}$	$A_r = \frac{A_s}{4}(cm^2)$	$A_{adopte}$
12,18	0,047	0,975	13,5	2 ,66	4T10/ml = 3,14cm <sup>2</sup> S <sub>t</sub> = 25cm	0,79	4φ8/ml = 2,01 cm <sup>2</sup> S <sub>t</sub> = 25cm

❖ **Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

A = 3,14cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,63cm<sup>2</sup>.....condition Vérifiée.

- **Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17,69 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,13MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa(\text{fissuration préjudiciable})$$

1)  $\tau_u = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$ .....condition vérifiée

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **La vérification des contraintes à l'E.L.S:**

$$E.L.S: \begin{cases} T_{max} = 12,67KN \\ M_{max} = 8,77KN.m \end{cases}$$

- **Position de l'axe neutre: A<sub>s</sub> = 3,14 cm<sup>2</sup>**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 47,1 y_1 - 635,85 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,13 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2$$

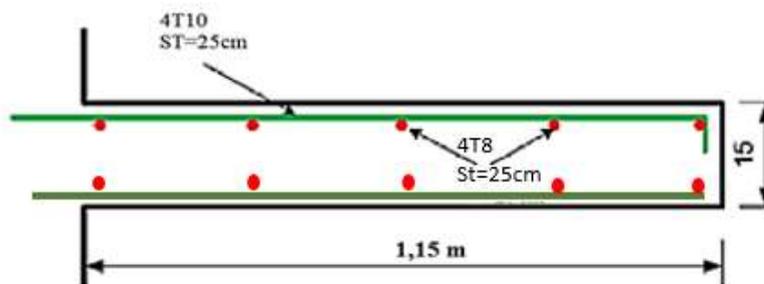
$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{8,77 \times 10^3}{6087,13} \times 3,13 = 4,51 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$



**Figure III.9:** ferrillage du balcon

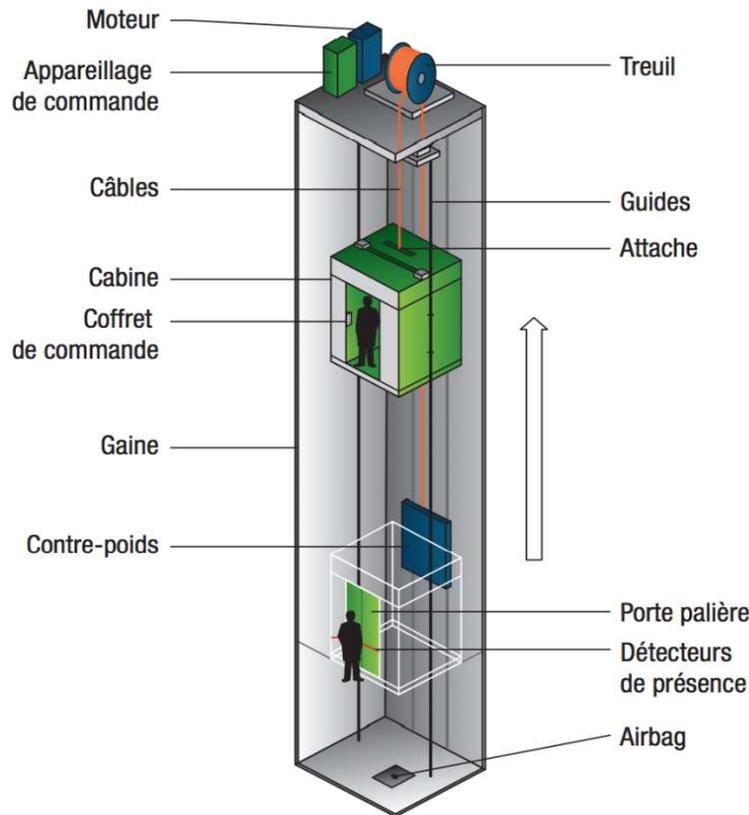
### III.5. Ascenseur :

#### III.5.1. Définition :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.



**Figure III.10:** Schéma d'un ascenseur.

### III.5.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française ( NF – P82 – 209 ) répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme ( NF – P82 – 208 ) a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 09 personnes dont la charge maximale est d'environ 675Kg , donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine:  $L_C = 1,10\text{m}$
- Profondeur de la cabine:  $P_C = 1,5\text{m}$
- Hauteur de la cabine:  $H_C = 2,20\text{m}$
- Largeur de la gaine:  $L_G = 1,20\text{m}$
- Profondeur de la gaine:  $P_G = 2,10\text{m}$
- Largeur du passage libre:  $L_P = 0,90\text{m}$
- Hauteur du passage libre:  $H_P = 2,00\text{m}$
- Epaisseur du voile:  $e = 15\text{cm}$
- Hauteur de la cource:  $C = 42,84\text{m}$

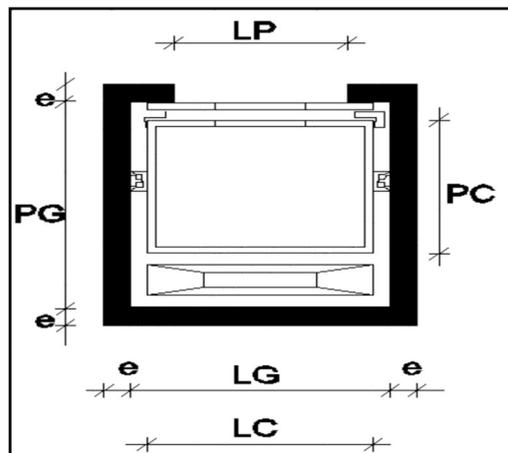


Figure III.11 : Vue en plan de l'ascenseur.

⚠ Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

### III.5.3. Descente des charges :

III.5.3.1. Charges d'exploitation : 675 kg  $\Rightarrow$  pour 09 personnes

III.5.3.2. Charges permanentes :

a. Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

- Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11,5 kg/m<sup>2</sup> :

$$\begin{cases} S_1 = (L_C + 2.P_C).H_C = (1,10 + 2 \times 1,5) \times 2,20 = 9,02\text{m}^2 \\ M_1 = 11,5 \times 9,02 \times 1,1 = 114,10\text{Kg} \end{cases}$$

- Masse du plancher :

$$\begin{cases} S_2 = 2,20 \times 2 = 4,4\text{m}^2 \\ M_2 = 110 \times 4,4 = 484\text{kg} \end{cases}$$

- Masse du toit :

La masse du toit à raison de 20 kg/m<sup>2</sup> :

$$\begin{cases} S_3 = L_C.P_C = 1,10 \times 1,5 = 1,65\text{m}^2 \\ M_3 = 20 \times 1,65 = 33\text{Kg} \end{cases}$$

- Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 kg plus de largeur de cabine de 300 à 600 kg de charge :

$$M_4 = [60 + (60 \times 1,10)] = 126 \text{ Kg}$$

- **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80kg plus 25 kg/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = [80 + (25 \times 0,9 \times 2)] = 125 \text{ Kg}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie  $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ kg}$

- **Masse des accessoires :**  $M_7 = 80 \text{ kg}$

- **Masse des poulies de moulage :**

Deux poulies supplémentaires  $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ kg}$

$$P_T = \sum M_i = [114,1 + 484 + 33 + 126 + 125 + 100 + 80 + 60] = 1122,1 \text{ kg}$$

**c. Masse du contre poids :**

$$M_P = \frac{(P + Q)}{2} = \frac{1122,1 + 675}{2} = 898,55 \text{ Kg}$$

**d. Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble; d'après la norme (NF – P82 – 210) :

"C<sub>s</sub>" Doit être pour cet appareille au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes :

$$D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

$$C_s = 13$$

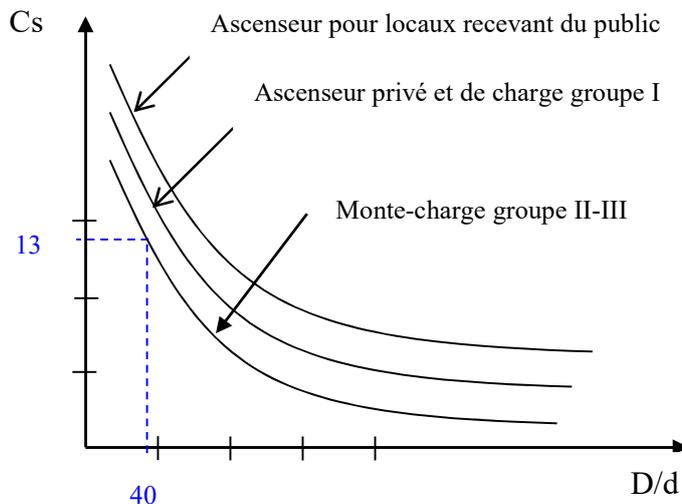


Figure III.12 : Abaque de détermination de suspentes.

D: Diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm

d: Diamètre du câble

$C_s$ : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M: Égal à la somme de la charge utile Q poids mort P et la Masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = C_s \cdot M = 13 \times (675 + 1122,1) = 23362,3 \text{ kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale " $C_m$ ", il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0,85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{23362,3}{0,85} = 27485,06 \text{ K}\xi$$

$C_m$  Égal aussi:  $C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$

$m$ : Type de moulage brin

$n$ : Nombre de câble

$C_r(\text{cable})$ : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ KN}$  (voire le tableau suivant):

**Tableau III.8**: Caractéristiques des câbles.

$\phi$ des câbles (mm)	$\phi$ des fils (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	Masse linéaire $M_L$ (daN/m)	Charge admissible Totale $C_r$ (daN)
	0,5	21,05	0,203	3223
7,87	0,6	30,26	0,293	4650
9,48	0,7	41,27	0,396	6232
11,00	0,8	53,34	0,515	8152
12,6	0,9	67,98	0,656	10805
14,2	1,0	83,84	0,810	12830
15,5				

$$n = \frac{27485,06}{2 \times 8152} = 1,69 ; \text{ on prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

**Masse totale des câbles**  $M_C = M_L \cdot n \cdot C$

$M_L$  : Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

C: C'est la course du câble (hauteur de course)  $\Rightarrow C = 42,84 \text{ m}$

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 42,84 = 44,13 \text{ Kg}$$

**. Masse du treuil :**  $M_g = 1200 \text{ kg}$

- Poids mort = 1122,1kg
- Masse du câble = 44,13 Kg
- Masse du contre poids = 898,55 Kg
- Treuil en haut + moteur = 1200Kg

$$G = 3264,78 \text{ Kg}$$

### III.5.3.3 Combinaisons fondamentales :

$$\text{E.L.U: } q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 3264,78 + 1,5 \times 675) = 5419,95 \text{ Kg}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = (G + P) = (3264,78 + 675) = 3939,78 \text{ kg}$$

### III.5.3.4 Etude du plancher :

#### a) Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} = \frac{5419,95}{4} = 1354,99 \text{ Kg}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} = \frac{3939,78}{4} = 984,95 \text{ Kg}$$

D'après l'article A.5.2.4 du BAEL91 :

$$\text{Si } q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Avec:

$q_u^a$  : Charge ultime pour chaque appui;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen;

$h$  : Epaisseur de la dalle égal à 15cm

$U$  et  $V$  : représentent les côtes du rectangle  $[U/L_x \text{ et } V/L_y]$  sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique comme tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

La surface d'impact (a.b) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} U = a + \frac{2h}{2} = 10 + \frac{2 \times 15}{2} = 25 \text{ cm} \\ V = b + \frac{2h}{2} = 10 + \frac{2 \times 15}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc: } U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_u^a = \frac{0,045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1,5} = 112500N \Rightarrow q_u^a = 13549,9N < 112500N... C.V$$

Donc : la dalle résiste au poinçonnement.

**b) Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de Pigeaud et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$\begin{cases} M_x = q^a \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = q^a \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec :

$\nu$ : Coefficient de poisson qui égal à "0" à l'ELU et "0,2" à l'ELS ;

$M_1$  et  $M_2$  : Sans dimension sont donnés à partir des rapports ( $U/L_x$  et  $V/L_y$ ) dans les abaques suivants  $\zeta = Lx/Ly$

**Donc :**

Etat limite ultime de résistance:  $\begin{cases} M_{xu} = q_u^a \times M_1 \\ M_{yu} = q_u^a \times M_2 \end{cases}$

Etat limite de service:  $\begin{cases} M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2) \\ M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1) \end{cases}$

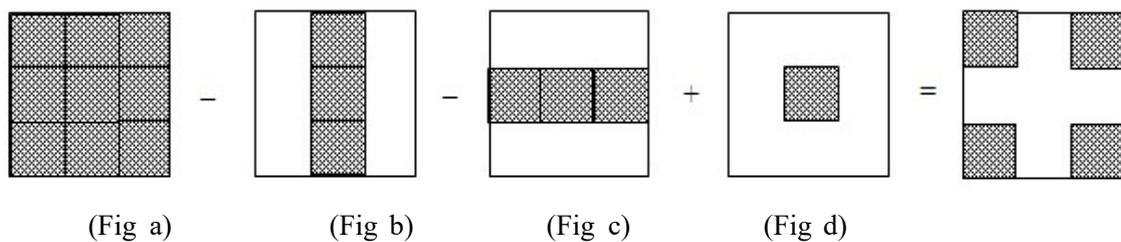
La charge au "m<sup>2</sup>" sera :

$$\begin{cases} Q_u^a = \frac{q_u^a}{U \times V} = \frac{1354,99}{0,25 \times 0,25} = 21679,84 \text{ Kg/m}^2 \\ Q_s^a = \frac{q_s^a}{U \times V} = \frac{984,95}{0,25 \times 0,25} = 15759,2 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour la (Figure) une dalle de dimensions ( $L_x \cdot L_y$ ) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle (U.V).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :



**Figure III.13** : Panneau de calcul de la dalle.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$\begin{cases} I = 4A + 2B + 2C + D \rightarrow (\text{Fig a}) \\ II = 2B + D \rightarrow (\text{Fig b}) \\ III = 2C + D \rightarrow (\text{Fig c}) \\ IV = D \rightarrow (\text{Fig d}) \end{cases}$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique "A" seront donnés par :

$$A = (I - II - III + IV)/4$$

$$\zeta = (L_x/L_y) = (1,20/2,10) = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{Xc} = (M_{X_I} - M_{X_{II}} - M_{X_{III}} + M_{X_{IV}})/4 \\ M_{Yc} = (M_{Y_I} - M_{Y_{II}} - M_{Y_{III}} + M_{Y_{IV}})/4 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_X = (M_1 + v.M_2) \times q_u = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q^a) \\ M_Y = (M_2 + v.M_1) \times q_u = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q^a) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X/4 = (M_1 + v.M_2) \cdot Q^a \\ M_Y/4 = (M_2 + v.M_1) \cdot Q^a \end{cases}$$

$$Q^a = Q \times S \text{ et } S = U \times V$$

⚠ Remarque :

M<sub>1</sub> et M<sub>2</sub> du tableau suivant sont des coefficients tirés à partir d'un abaque.

**Tableau III.9** : récapitulatif des résultats :

		II	III	IV
<b>U(m)</b>	1,50	1	1,50	1
<b>V(m)</b>	1,70	1,70	1,20	1,20
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	2,55	1,7	1,8	1,2
<b>U/Lx</b>	0,75	0,5	0,75	0,5
<b>V/Ly</b>	0,77	0,77	0,55	0,55
<b>M<sub>1</sub></b>	0,072	0,079	0,077	0,085
<b>M<sub>2</sub></b>	0,057	0,062	0,062	0,067
<b>Q<sub>u</sub><sup>a</sup> = Q<sub>a</sub><sup>u</sup> × S [kg]</b>	55283,59	36855,73	39023,712	26015,81
<b>Q<sub>s</sub><sup>a</sup> = Q<sub>a</sub><sup>s</sup> × S [kg]</b>	40185,96	26790,64	28366,56	18911,04
<b>M<sub>x</sub><sup>u</sup> = Q<sub>a</sub><sup>u</sup> × M<sub>1</sub> [kg.m]</b>	3980,42	2911,60	3004,83	2211,34
	3151,16	2285,06	2419,47	1743,06

$M_y^u = Q_a^u \times M_2$ [kg.m]				
	2893,39	2116,46	2184,23	1607,44
$M_x^s = Q_a^s \times M_1$ [kg.m]				
	2290,6	1661,02	1758,73	1267,04
$M_y^s = Q_a^s \times M_2$ [kg.m]				
	275,33			
$M_{yc}^u$ [kg.m]	189,69			
$M_{xc}^s$ [kg.m]	200,14			
$M_{yc}^s$ [kg.m]	137,89			

**III.5.3.5. Descente des charges :**

Dalle machine : ( $e_p = 15\text{cm}$ )  $\Rightarrow G = e_p \times \sigma_{bc} = 0,15 \times 2500 = 375\text{kg/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la charge d'exploitation  $P = 100\text{kg/m}^2$

**• Combinaison fondamentale :**

**ELU:**

$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times P$

$q_u = (1,35 \times 375) + (1,5 \times 100) = 656,25\text{kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$(q_u \times 1\text{m}) = (656,25 \times 1\text{m}) = 656,25\text{kg/ml}$

**ELS:**

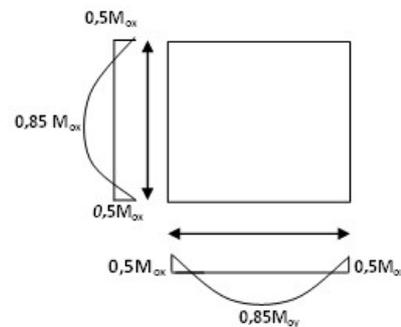
$q_s = (G + P) = (375 + 100) = 475\text{kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur:

$(q_s \times 1\text{m}) = (475 \times 1\text{m}) = 475\text{kg/ml}$

ELU:  $\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$

ELS:  $\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$



**Figure III.14 :** Les moments à la dalle

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\zeta, \nu)$  et  $\zeta = \frac{L_x}{L_y}$

$\nu$  : coefficient de poisson  $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (béton fissuré)} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'état limite de service (béton non fissuré)} \end{cases}$

### III.5.4. Calcul des moments dus aux charges réparties :

- **ELU :**

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,2} = 0,91 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0447 \times 656,25 \times (2^2) = 117,34 \text{ kg.m} \\ M_y^u = 0,8036 \times 117,34 = 94,29 \text{ kg.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,2} = 0,91 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0518 \times 475 \times (2^2) = 98,42 \text{ kg.m} \\ M_y^s = 0,8646 \times 98,42 = 85,09 \text{ kg.m} \end{cases}$$

### III.5.5. Moments sollicitant la dalle de l'ascenseur :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties.

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (275,33 + 117,34) = 3926,7 \text{ N} \\ M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (189,69 + 94,29) = 2839,8 \text{ N} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (200,14 + 98,42) = 2985,6 \text{ N} \\ M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (137,89 + 85,09) = 2229,8 \text{ N} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment max en travée: } M_t = 0,85 \times M_x^t \\ \text{Moment max en appui: } M_a = -0,5 \times M_x^t \end{cases}$$

### III.5.6. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de hauteur égale à l'épaisseur de la dalle  $(b.h) = (1\text{m} \times 0,15) \text{ m}^2$ .

Tableau III.10: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

		Sens x-x		Sens y-y	
		Travée	Appui	Travée	Appui
Moments	ELUR	3337,70	1963,35	2413,83	1419,9
	ELS	2537,76	1492,8	1895,33	1114,9

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- Sens X-X :

- En travée :

ELU :  $M_{tx}^u = 3337,70 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

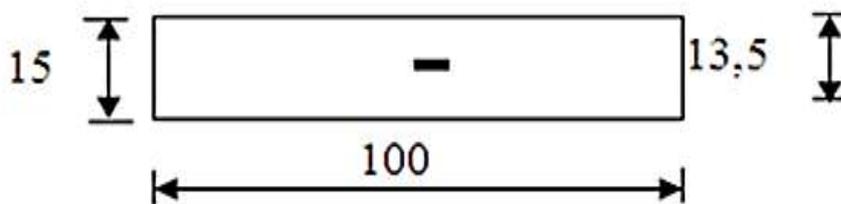


Figure III.15 : Section de calcul.

$$\Rightarrow A' \text{ N'existe pas } 1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3337,70}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,715 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivante deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0,715; 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}) \Rightarrow A_t = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T}10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

- Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$

- Flexion simple

- Acier fe400Mpa

$$\gamma = M_{tx}^u / M_{tx}^s = (3337,7 / 2537,76) = 1,32 \Rightarrow \alpha = (1,32 - 1) / 2 + 0,25 = 0,41$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0129} \right] = 0,016$$

Donc :  $\alpha_t = 0,046 < \alpha = 0,440$ .

-  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$  ;

- Fissuration peu nuisible ;

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

**En appuis :****ELU :**

$$M_{ax}^u = 1963,35 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1963,35}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0076$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0076} \right) = 0,0076$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,997$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1963,35}{348 \times 0,997 \times 13,5} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0,42; 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4T10/ml \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{- Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Flexion simple

- Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_{ay}^u / M_{ay}^s = (1963,35 / 1492,8) = 1,32 \Rightarrow \alpha = (1,32 - 1) / 2 + 0,25 = 0,41$$

$$\alpha_a = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0076}] = 0,0076$$

$$\alpha_a = 0,014 < \alpha = 0,440$$

$$\text{- } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa ;}$$

-Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues.

**Sens Y-Y :****En travée :****ELU :**

$$M_{ty}^u = 2413,83 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2413,83}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0093$$

$$\mu = 0,0093 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}] = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_t) = 0,995$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2413,83}{348 \times 0,995 \times 13,5} = 0,52 \text{ cm}^2/ml$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0,52 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T}10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{- Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Flexion simple

- Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_{ix}^u / M_{ix}^s = (2413,83 / 1895,33) = 1,27 \Rightarrow \alpha = (1,27 - 1) / 2 + 0,25 = 0,39$$

$$\alpha_t = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0093}] = 0,012$$

$$\alpha_t = 0,012 < \alpha = 0,44$$

$$\text{- } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

- Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

- **En appuis :**

**ELU :**

$$M_y^a = 1419,9 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1419,9}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0055$$

$$\mu = 0,0055 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_a = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0055}] = 0,0069$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,996$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1419,9}{348 \times 0,996 \times 13,5} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0,30; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T}10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

- Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- Flexion simple

- Acier fe400Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (1419,9 / 1114,9) = 1,27 \Rightarrow \alpha = (1,27 - 1) / 2 + 0,25 = 0,39$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} \right] = 0,015$$

$$\alpha_a = 0,015 < \alpha = 0,44$$

-  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$  ;

- Fissuration peu nuisible ;

Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

• **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$$

$$T_{\max} = q'_u + q_u \cdot \frac{L_x}{2} = 55283,59 + (6562,5 \times \frac{2}{2}) = 61846,09 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{61846,09}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,46 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} \\ \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{3337,70}{20 \times 3926,7} = 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Codition vérifier} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire.

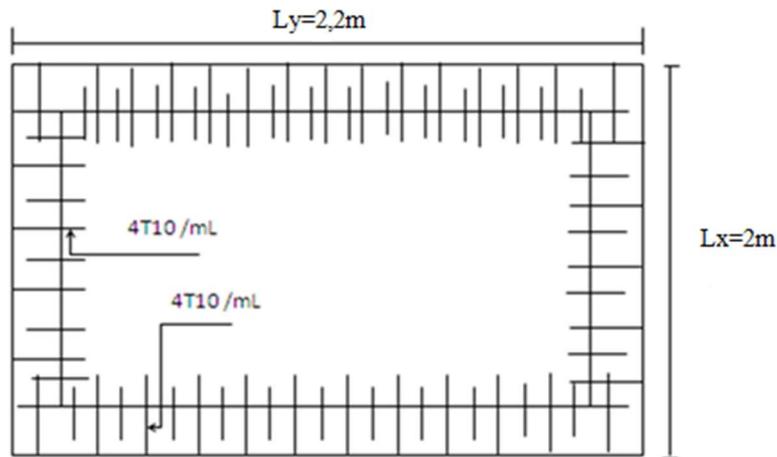


Figure III.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

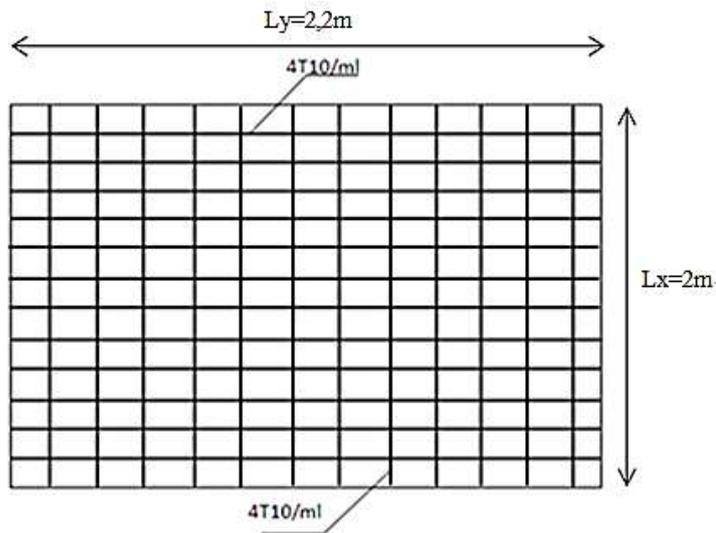


Figure III.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

## **Chapitre IV**

---

### *Calcul des planchers*

**IV.1. Introduction :**

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- Une bonne isolation phonique et thermique.
- Plus léger que la dalle pleine.

**IV..2. Dimensionnement des poutrelles :**

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ).

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux  $h_t = 25 \text{cm}$

{ 20 cm: corps creux.  
5 cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir de la condition suivante :

$$\begin{cases} b_1 = \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 = \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec : L : la porte entre nus d'appuis de la travée considéré

$L_n$  = la distance entre axes des nervures

Suivant les normes algériennes (DTR B.C ) la distance  $L_n$  en prise généralement égale à 65cm

$$\text{Donc pour } \begin{cases} L_n = 65 \text{cm} \\ L = 530 \text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_1 = 24 \text{cm} \\ b_1 = \frac{530}{10} = 53 \text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 51 ; 32)$  on prend donc  $b_1 = 24 \text{cm}$

$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{cm}$

**IV.3. Méthode calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour calcul des poutrelles

**a) Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées

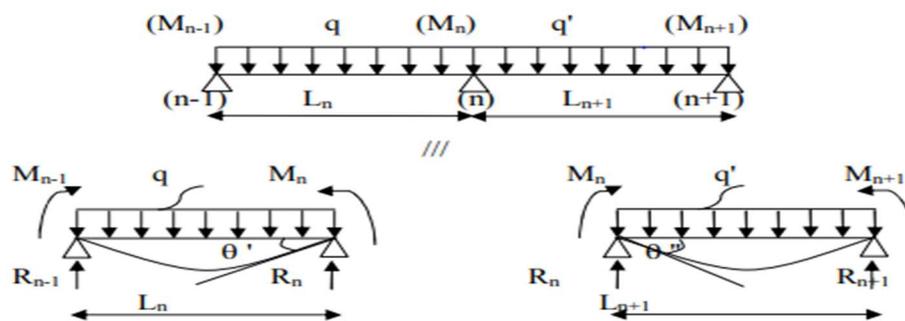
- La surcharges d'exploitation est dite modère c'est-à-dire  $Q \leq \max (2G ; 5KN /m^2)$
- Les moments d'inertie sont les même dans différent travées
- Les Porte successive des travées sont dans un rapport comprise entre

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considéré comme non préjudiciables

**b) Méthode des trois moments :**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis, isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



$M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  : Les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité,

$$(\theta' = \theta'') \dots \dots (1)$$

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n, L_{n+1}$  sous les charges connues  $q, q'$  peuvent être tracer selon la méthode classique.  $M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  sont provisoirement omis .

$$M_{n-1} \times L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots (1)$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

On prend comme exemple de calcul le 1 er type de poutrelle

Le calcul se fait selon la formule(1):

**c) La méthode de Caquot Minoré**

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l'(voir le tableau)

**Tableau IV.1** : hypothèse de calcul

<b>Moment aux appuis</b>	$M_{\text{appui}} = - \left( \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$
<b>Moment sur travée</b>	$M_{\text{tmax}} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$
<b>L'effort tranchant</b>	$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} ; V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$
<b>portées fictives l'</b>	l' = 1 pour les deux travées de rive
	l' = 0.8 pour les travées intermédiaires

Notre construction comporte 02 types de poutrelles :

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- La surcharges d'exploitation  $1,5\text{KN/m}^2 \leq \max(10,92\text{KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2)$   
 $1,5\text{KN/m}^2 \leq 10,92\text{KN/m}^2$  .....condition vérifié
- Les moments d'inertie constance .....condition vérifié
- Le rapport  $0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

**Type 1 :**

$0,85 \leq \frac{2,9}{5,3} = 0,55 \leq 1,25$  .....condition n'est pas vérifié

$0,85 \leq \frac{5,3}{4,05} = 1,31 \leq 1,25$  .....condition n'est pas vérifié

$0,85 \leq \frac{4,05}{5,3} = 0,77 \leq 1,25$  .....condition n'est pas vérifié

$0,85 \leq \frac{5,3}{2,9} = 1,83 \leq 1,25$  .....condition n'est pas vérifié

**Type 2 :**

$0,85 \leq \frac{2,9}{5,3} = 0,55 \leq 1,25$  .....condition n'est pas vérifié

-Fissuration non préjudiciables.....Condition vérifie

**Remarque :** On va utiliser dans notre projet la méthode de trois moments parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3<sup>ème</sup> n'est pas vérifiée.

#### IV.4 .Plancher étage courant :

##### IV.4 .1 Détermination des sollicitations :

Calcul des sollicitations :

$$G = 5,46 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

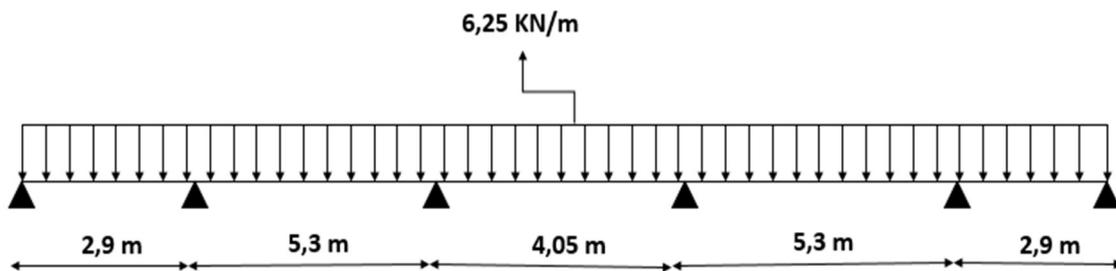
$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U :

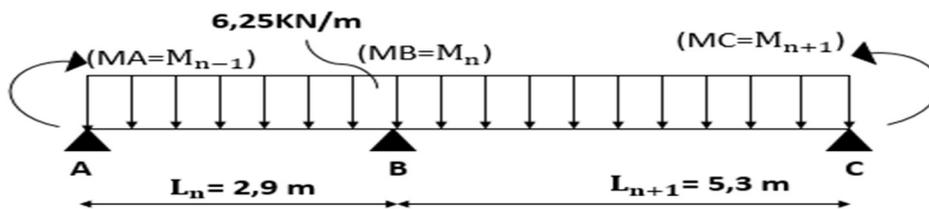
$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,25 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 = 4,52 \text{ KN/ml}$$



En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



**Partie AB:**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,25 \times 2,9^2}{8} = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,45 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_{0AB} = 12,70 \text{ m}^2$$

**Partie BC:**

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,25 \times 5,3^2}{8} = 21,94 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = 2,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_{0BC} = 77,52m^2$$

Donc (1) :  $2,9MA + 2(2,9+5,3).MB$

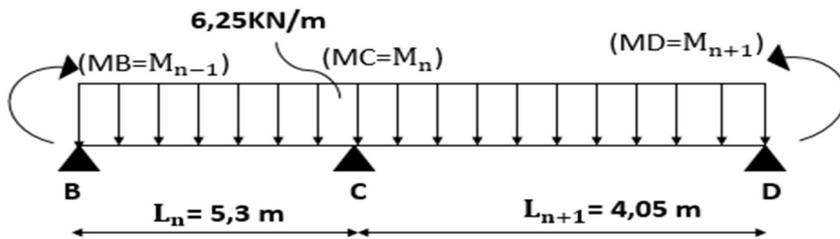
Avec:

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -0,2 \times 6,57 = -1,31 \text{ KN.m}$$

$$16,4MB + 5,3MC + 266,86 = 0 \dots \dots \dots (a)$$

$$+5,3MC = -6[(12,7.1,45/2,9)+(77,52.2,65/5,3)]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



**Partie BC:**

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,25 \times 5,3^2}{8} = 21,94 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,65 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_{0BC} = 77,52m^2$$

**Partie CD:**

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,25 \times 4,05^2}{8} = 12,81 \text{ KN.m}$$

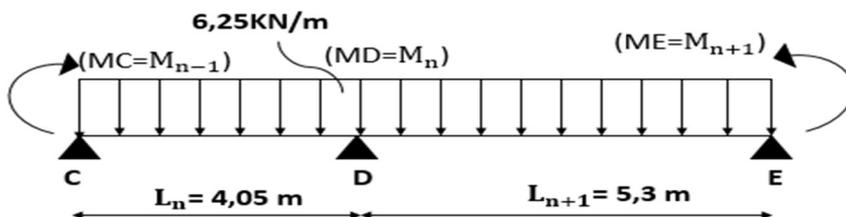
$$a_{n+1} = 2,025 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_{0CD} = 34,59m^2$$

Donc (1) :  $5,3MB + 2(5,3+4,05).MC + 4,05MD = -6[(77,52.2,65/5,3)+(34,59.2,025/4,05)]$

$$5,3MB + 18,7MC + 4,05MD + 336,36 = 0 \dots \dots \dots (b)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E



**Partie CD:**

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,25 \times 4,05^2}{8} = 12,81 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,025m$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_{0CD} = 34,59m^2$$

**Partie DE:**

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{6,25 \times 5,3^2}{8} = 21,94KN.m$$

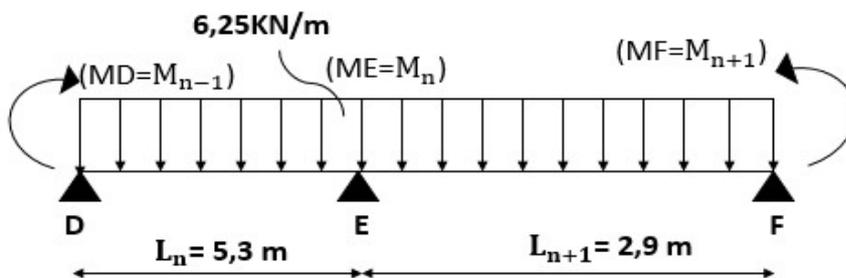
$$a_{n+1} = 2,65m$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_{0DE} = 77,52m^2$$

Donc (1) :  $4,05MC + 2(4,05 + 5,3).MD + 5,3ME = -6[(34,59 \cdot 2,025/4,05) + (77,52 \cdot 2,65/5,3)]$

$$4,05MC + 18,7MD + 5,3ME + 336,36 = 0 \dots \dots \dots (c)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F



**Partie DE:**

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{6,25 \times 5,3^2}{8} = 21,94KN.m$$

$$a_n = b_n = 2,65m$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_{0DE} = 77,52m^2$$

**Partie EF:**

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{6,25 \times 2,9^2}{8} = 6,57KN.m$$

$$a_{n+1} = 1,45m$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_{0EF} = 12,7m^2$$

Donc (1) :  $5,3MD + 2(5,3 + 2,9).ME + 2,9MF = -6[(77,52 \cdot 2,65/5,3) + (12,7 \cdot 1,45/2,9)]$

Avec:

$$M_F = -0,2M_0^{EF} = -0,2 \times 6,57 = -1,31 KN.m$$

$$5,3MD + 16,4ME + 266,86 = 0 \dots \dots \dots (d)$$

De(a) ; (b) ; (c) ; et(b):

- les moments sur appuis sont :

$$\begin{cases} M_A = -1,3 \text{ KN.m} \\ M_B = -12,43 \text{ KN.m} \\ M_C = -11,89 \text{ KN.m} \\ M_D = -11,89 \text{ KN.m} \\ M_E = -12,43 \text{ KN.m} \\ M_F = -1,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée:

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-1,31 - 12,43}{2} + 6,57 = 0,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 0,3 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant:

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,25 \times 2,9}{2} + \frac{1,31 - 12,43}{2,9} = 5,23 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,25 \times 2,9}{2} + \frac{1,31 - 12,43}{2,9} = -12,9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = 16,66 \text{ KN} \\ T_C = -16,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} T_C = 12,66 \text{ KN} \\ T_D = -12,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} T_D = 16,46 \text{ KN} \\ T_E = -16,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} T_E = 12,9 \text{ KN} \\ T_F = -5,23 \text{ KN} \end{cases}$$

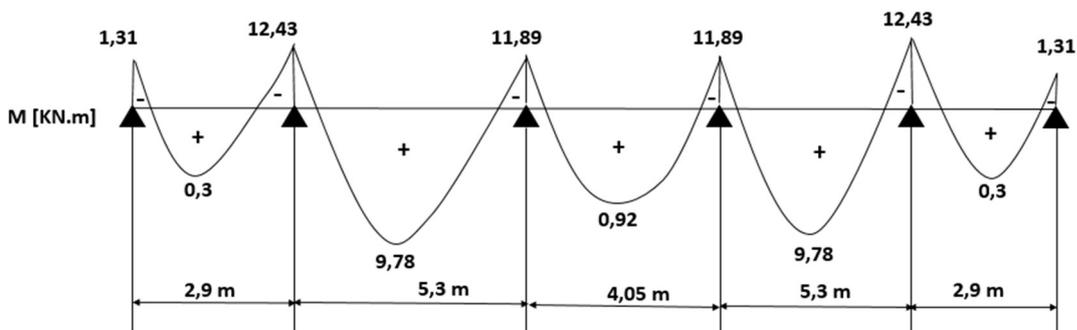


Figure IV.1 : Diagramme des moments fléchissant ( étage courant )

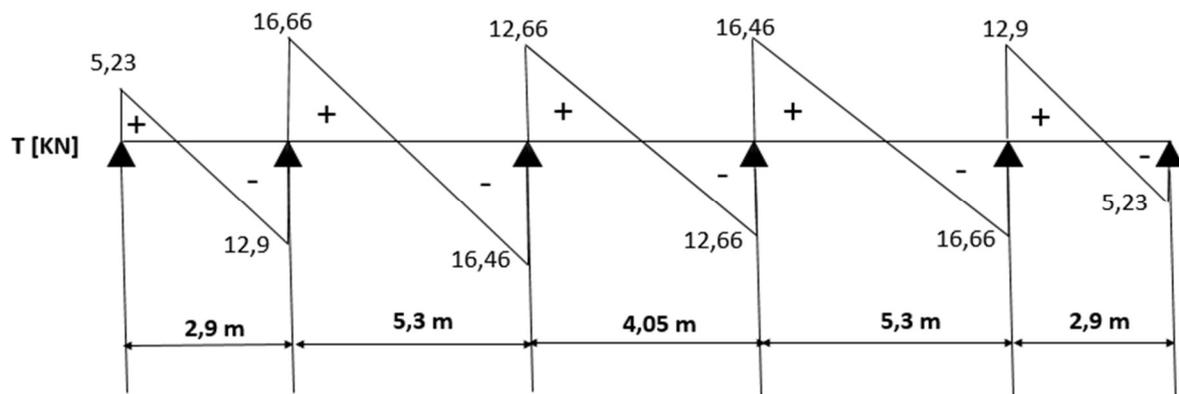


Figure IV.2. : Diagramme des efforts tranchant (étage courant)

#### IV.4 .1.1. Les Moments et l'effort tranchants de Plancher étage courant à ELU et ELS :

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S)

Tableau IV.2 : Les Moments et l'effort tranchants de Plancher étage courant à ELU et ELS

Type	Travée	L(m)	E.L.U (KN. m) ;(KN/m)						E.L.S (KN m;(KN/m))			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
1	AB	2,9	6,57	0,3	-1,31	-12,43	5,23	-12,9	4,75	0,22	-0,95	-8,99
	BC	5,3	21,94	9,78	-12,43	-11,89	16,66	-16,46	15,87	7,08	-8,99	-8,6
	CD	4,05	12,81	0,92	-11,89	-11,89	12,66	-12,66	9,27	0,67	-8,6	-8,6
	DE	5,3	21,94	9,78	-11,89	-12,43	16,46	-12,66	15,87	7,08	-8,6	-8,99
	EF	2,9	6,57	0,3	-12,43	-1,31	12,9	-5,23	4,75	0,22	-8,99	-0,95
2	AB	2,9	6,57	2,92	-1,31	-17,69	3,41	-14,71	4,75	1,1	-0,95	-10,74
	BC	5,3	21,94	10,9	-17,69	-4,4	19,07	-14,05	15,87	8,92	-10,74	-3,17

- Les sollicitations maximales:

Tableau IV.3: récapitulatif des sollicitations maximales(étage courant)

Type de Plancher	E .L.U					E.L.S			
	M <sub>0</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> KN.m		T <sub>max</sub>	M <sub>0</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> KN.m	
	KN.m	KN.m	Rive	inter	KN.m	KN.m		Rive	Inter
RDC et étage courants	21,94	10,9	4,4	17,69	19,07	15,87	8,92	3,17	10,74

#### IV.4 .2 ferrailage des poutrelle :

##### ➤ (E.L.U) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

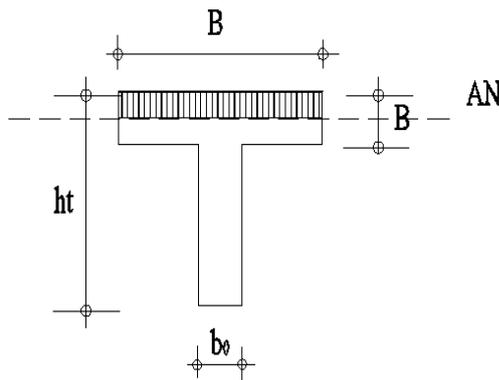


Figure : Coupe transversale de poutrelle.

##### Données :

Largeur de la poutrelle  $b = 65$  cm.

Largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.

Hauteur de la section  $h_t = 25$  cm.

Hauteur de la table de compression  $h_0 = 5$  cm.

Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9h = 22,5$  cm

Et on a :

contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPA

contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPA

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

##### ▪ Les armatures longitudinales à (l'E.L.U):

##### • En travée :

##### - Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_{t_b} = b \cdot h_0 \cdot \delta_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t_b} = 65 \times 5 \times 14,17 (22,5 - 5/2) \times 10^{-3} = 92,11 \text{ KN.m}$$

$M_{t_{\max}} = 10,9 \text{ KN.m} < 92,11 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$  soumise à  $M_{t_{\max}} = 10,9 \text{ KN.m}$

- **Vérification de l'existante des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,9 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 65} = 0,023 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,023 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A; } \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0233$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,9 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 22,5 \cdot 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>e</sub>):

$$A_{s_{\min}} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_c} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 1,41) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix: 3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>.

• **sur appuis:**

- **Appuis intermédiaire :**

$$M_a^{\max} = 17,69 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,69 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,21 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,21 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. } A; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,30$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,88$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,69 \cdot 10^3}{0,88 \cdot 22,5 \cdot 348} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_c} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 2,57) = 2,57 \text{ cm}^2$$

Le choix: 1T12 (filante) + 1T14 (chapeau)

- **Appuis de rive :**

$$M_a^{\max} = 4,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ) = (12 x 25)cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,4 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,051 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,051 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. } A; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,4 \cdot 10^3}{0,97 \cdot 22,5 \cdot 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_c} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 0,58) = 0,58 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10=0,79 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

- **en travée :**

$$M_{ser} = 8,92 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,36.(22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 796,5 = 0 \Rightarrow y = 4,44 \text{ cm}$$

$$y = 4,44 \text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(4,44)^3 + 15.2,36.(22,5 - 4,44)^2 = 13442,64 \text{cm}^4.$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{8,92.10^3}{13442,64} . 4,44 = 2,95 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,95 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

- **En appuis :**

- **Appuis intermédiaire :**

$$M_{a,ser} = 10,74 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,67 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,67. (22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 40,05y - 901,13 = 0 \Rightarrow y = 4,44 \text{ cm}$$

$$y = 4,69\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,69)^3 + 15.2,67.(22,5 - 4,69)^2 = 15034,03 \text{ cm}^4.$$

#### - Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{10,74.10^3}{15034,03} . 4,69 = 3,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

#### - Appuis rive :

$$M_{a_{ser}} = 3,17 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 0,79 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.0,79. (22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 11,85y - 266,63 = 0 \Rightarrow y = 2,69 \text{ cm}$$

$$y = 2,69\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (2,69)^3 + 15 \cdot 0,79 \cdot (22,5 - 2,69)^2 = 5072,12 \text{ cm}^4.$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{3,7 \cdot 10^3}{5072,12} \cdot 2,69 = 1,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

L'influence de l'effort tranchant: (d'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211)) :

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 19,07 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,07 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,225} = 0,71 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Les armatures transversales  $A_t$  : (article A.7.2, 2 du BAEL91) :

• **Diamètre :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 7,14 \text{ mm}.$$

on adopte:  $\Phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

• **Calcul des espacements :** (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

$$\left. \begin{aligned} s_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ s_t &\leq \min(20,25; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} s_t \leq 20,25 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 25 \text{ cm}$$

• **La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{5,3}{2} + \frac{12,43 - 11,89}{6,25 \cdot 5,3} = 2,66 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{19,07 \times (2,66 - 0,125)}{2,66} = 18,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{18,17 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,67 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,79 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99)

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{0,67 \times 0,225}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,12}{235} = 2,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,408 \text{cm}^2$$

Alors on adopte  $\Rightarrow 1\phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 19,07 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appuis}} = 17,69 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appuis}}}{Z} = \frac{M_{\text{appuis}}}{0,9d} = \frac{17,69}{0,9 \times 22,5 \times 10^{-2}} = 87,36 \text{ KN}$$

$F_u = 87,36 \text{ KN} > T_u = 19,07 \text{ KN}$ ; Les armatures longitudinales inférieurs ne sont pas soumises à un effort de traction.

**• Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9.d. \mu,9} \leq \overline{\tau_{\text{ser}}} = \psi_s. f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T: effort tranchant max  $T = 19,07 \text{ KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{19,07 \times 10^3}{20,25 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{ser}} = 0,99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa}$ ... condition vérifiée

**- Ancrage des armatures tendues :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,34 \text{ cm}$$

**• Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{25}{530} = 0,047 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15.M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left( \frac{25}{530} = 0,047 > \frac{8,92}{15.15,87} = 0,037 \right) \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12.22,5} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.5. Plancher terrasse inaccessible :****IV.5.1 Détermination des sollicitations :**

On utilise dans terrasse inaccessible la méthode Caquot.

$$G=6,88\text{KN/m}^2$$

D'où :

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

**E.L.U :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 7,01 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$Q_s = (G + Q) \times 0,65 \Rightarrow Q_s = 5,12 \text{ KN/ml}$$

**ELU**

$$G = 6,88 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 6,88 = 4,59 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 4,59) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 2,9\text{m} ; L_2 = 4,24\text{m} ; L_3 = 3,24\text{m} ; L_2 = 4,24\text{m} ; L_2 = 2,9\text{m}.$$

**-Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -0,2 M_0^{AB} = -1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,2 M_0^{EF} = -1,05 \text{ KN.m}$$

**- Les moments aux appuis :**

$$M_A = -0,2 M_0^{AB} = -1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{5(2,9)^3 + 5(4,24)^3}{8,5(2,9 + 4,24)} = -8,29 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{5(4,24)^3 + 5(3,24)^3}{8,5(4,24 + 3,24)} = -8,67 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{Qu.Lw'^3 + Qu.Le'^3}{8.5(Lw' + Le')} = -\frac{5(3,24)^3 + 5(4,24)^3}{8.5(3,24 + 4,24)} = -8,67\text{KN.m}$$

$$M_E = -\frac{Qu.Lw'^3 + Qu.Le'^3}{8.5(Lw' + Le')} = -\frac{5(4,24)^3 + 5(2,9)^3}{8.5(4,24 + 2,9)} = -8,29\text{KN.m}$$

$$M_F = -0.2 M_0^{EF} = -1,05\text{KN.m}$$

- Les moments en travée:

$$M_t^{AB} = \frac{Qu.L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu.L^2}$$

$$= \frac{7,01 \times (2,9)^2}{8} - \frac{1,05 + 8,29}{2} + \frac{(1,05 - 8,29)^2}{2 \times 7,01 \times (2,9)^2} = 3,14\text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 16,13\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 5,7\text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 16,13\text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 3,14\text{KN.m}$$

- L'effort tranchant:

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_A = 7,67\text{KN} \\ T_B = -12,66\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = 18,44\text{KN} \\ T_C = -18,65\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} T_C = 14,2\text{KN} \\ T_D = -14,2\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} T_D = 18,65\text{KN} \\ T_E = -18,44\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} T_E = 12,66\text{KN} \\ T_F = -7,67\text{KN} \end{cases}$$

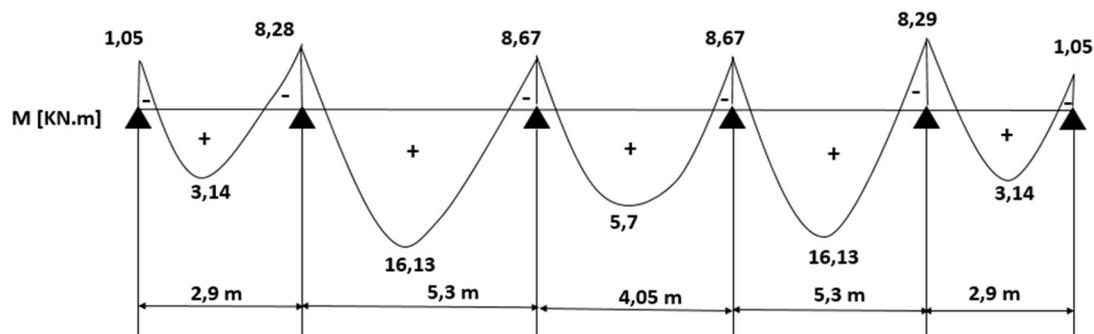


Figure IV.3 : Diagramme des moments fléchissant (terrasses inaccessibles)

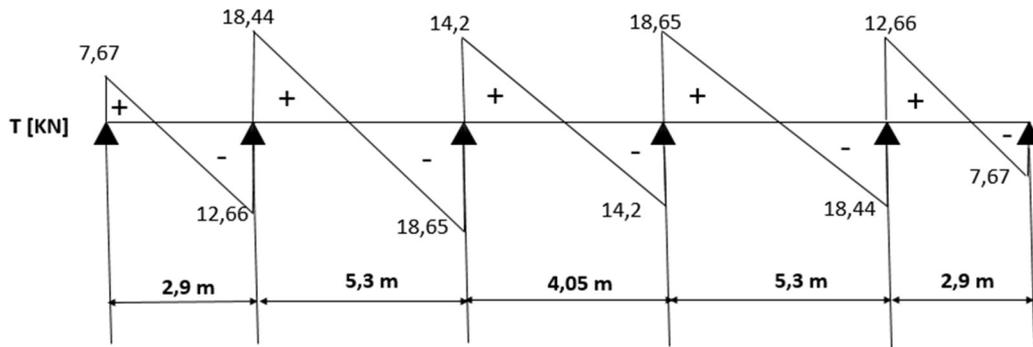


Figure IV.4. : Diagramme des efforts tranchants(terrasse inaccessible

IV. 5.1.1 Les Moments et l’effort tranchants de Plancher terrasse inaccessible à ELU et ELS :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau IV. 4: Les Moments et l’effort tranchants de Plancher terrasse inaccessible à ELU et ELS :

Type	Travée	L(m)	E.L.U (KN. m) ;(KN/m)						E.L.S (KN m;(KN/m))			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
1	AB	2,9	5,26	3,14	-1,05	-8,28	7,67	-12,66	3,82	2,31	-0,76	-6,02
	BC	5,3	11,24	16,13	-8,29	-8,67	18,44	-18,65	8,16	11,82	-6,02	-6,29
	CD	4,05	6,56	5,7	-8,67	-8,67	14,2	-14,2	4,76	4,21	-6,29	-6,29
	DE	5,3	11,24	16,13	-8,67	-8,29	18,65	-18,44	8,15	11,82	-6,29	-6,02
	EF	2,9	5,26	3,14	-8,29	-1,05	12,66	-7,67	3,82	2,31	-6,02	-0,76
2	AB	2,9	5,26	1,73	-1,05	-12,43	6,24	-14,08	3,82	1,28	-0,76	-9,02
	BC	5,3	17,56	16,84	-12,43	-3,5	20,26	-16,9	12,75	12,34	-9,02	-2,55

• Les sollicitations maximales

Tableau IV.5: récapitulatif des sollicitations maximales (Terrasse)

Type de Plancher	E .L.U					E.L.S			
	M <sub>0</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> KN.m		T <sub>max</sub>	M <sub>0</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> KN.m	
	KN.m	KN.m	Rive	Inter	KN.m	KN.m		Rive	Inter
Terrasse	17,56	16,84	3,5	12,43	20,26	12,75	12,34	2,55	9,02

## IV.5.2 ferrailage des poutrelle(terrasse) :

➤ E.L.U:

• En travée :

$$M_{t_b} = b \cdot h_0 \cdot \delta_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t_b} = 65 \times 5 \times 14,17 (22,5 - 5/2) \times 10^{-3} = 92,11 \text{KN.m}$$

$M_{t_{max}} = 10,9 \text{KN.m} < 92,11 \text{KN.m} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 25)$

- Vérification de l'existante des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16,84 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 65} = 0,036 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A; } \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,84 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 22,5 \cdot 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>e</sub>):

$$A_{s_{min}} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_c} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 2,19) = 2,19 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T10=2,36 cm<sup>2</sup>.

• Sur appuis :

- Appuis intermédiaire :

$$M_a^{\max} = 12,43 \text{KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,43 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,14 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,14 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. } A; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,19$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,43 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 22,5 \cdot 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 1,73) = 1,73 \text{ cm}^2$$

Le choix : **1T10 (filante) + 1T12 (chapeau)** ;  $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

- **Appuis de rive :**

$$M_a^{\max} = 3,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ) = (12 x 25)cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,5 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. } A; \xi = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,5 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 22,5 \cdot 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{12 \times 22,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,33; 0,46) = 0,46 \text{ cm}^2$$

Le choix : **1T10=0,79 cm<sup>2</sup>**.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

• **En travée :**

$$M_{ser} = 12,34 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,36.(22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 796,5 = 0 \Rightarrow y = 4,44 \text{ cm}$$

$$y = 4,44 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,44)^3 + 15.2,36.(22,5 - 4,44)^2 = 13442,64 \text{ cm}^4.$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{12,34.10^3}{13442,64} . 4,44 = 4,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

- **Appuis intermédiaire :**

$$M_{a,ser} = 9,02 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,92 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.1,92. (22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 28,8y - 648 = 0 \Rightarrow y = 4,04 \text{ cm}$$

$$y = 4,04\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,04)^3 + 15.1,92.(22,5 - 4,04)^2 = 11242,91\text{cm}^4.$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{9,02.10^3}{11242,91} . 4,04 = 3,24\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,24\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

- **Appuis rive :**

$$M_{a_{ser}} = 2,55\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 0,79 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.0,79. (22,5 - y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 11,85y - 266,63 = 0 \Rightarrow y = 2,69 \text{ cm}$$

$$y = 2,69\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (2,69)^3 + 15.0,79.(22,5 - 2,69)^2 = 5072,12 \text{ cm}^4.$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{2,55 \cdot 10^3}{5072,12} \cdot 2,69 = 1,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

- **L'influence de l'effort tranchant :** (d'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211)) :

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 20,26 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20,26 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,225} = 0,75 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

- **Les armatures transversales  $A_t$ :** (article A.7.2, 2 du BAEL91):
- **Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 7,14 \text{ mm}.$$

on adopte:  $\Phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

• **Calcul des espacements :** (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

$$\left. \begin{aligned} s_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ s_t &\leq \min(20,25; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} s_t \leq 20,25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{5,3}{2} + \frac{8,67 - 8,29}{5,12 \cdot 5,3} = 2,66 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{20,26 \times (2,66 - 0,125)}{2,66} = 19,31 \text{ kN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{19,31 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,72 - (0,3 \times 2,1) \times 12 \times 1,15)}{0,9 \times 235} = 3,77 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 mod 99 DTU page 196)

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{0,72 \times 0,225}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,12}{235} = 2,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,408 \text{cm}^2$$

Alors on adopte  $\Rightarrow 1 \phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 20,26 \text{KN}$$

$$M_{\text{appuis}} = 12,43 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appuis}}}{Z} = \frac{M_{\text{appuis}}}{0,9d} = \frac{12,43}{0,9 \times 22,5 \times 10^{-2}} = 61,38 \text{KN}$$

$F_u = 61,38 \text{KN} > T_u = 20,26 \text{KN}$ ; Les armatures longitudinales inférieurs ne sont pas soumises à un effort de traction.

**• Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9.d \cdot \mu_s} \leq \overline{\tau_{\text{ser}}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T: effort tranchant max  $T = 20,26 \text{ KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{20,26 \times 10^3}{20,25 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,06 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1,06 \text{MPa} < \overline{\tau_{\text{ser}}} = 3,15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**- Ancrage des armatures tendues :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,34 \text{cm}$$

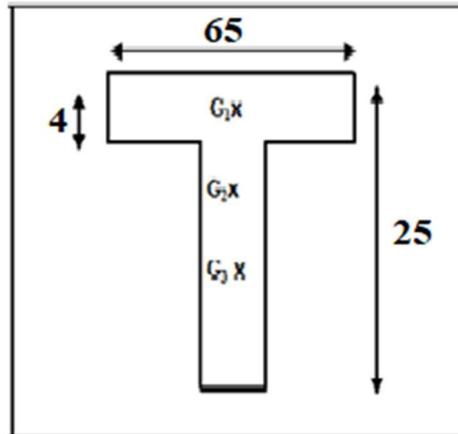
**• Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{25}{530} = 0,047 > 0,0444 \right) \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left( \frac{25}{530} = 0,047 > \frac{12,34}{15 \cdot 12,75} = 0,064 \right) \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \cdot 22,5} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> n'est pas vérifiée ; on procédera donc au calcul de la flèche

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$



- Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 5)(2,5 + 25 - 5) + [(25 - 5) \cdot 12 \cdot (25 - 5)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2,5}{(65 \cdot 5) + (25 - 5) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 16,32 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (16,32)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (16,32 - 5)^3}{3} + \frac{12 \cdot (25 - 16,32)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (22,5 - 16,32)^2$$

$$I_g = 72519,80 \text{ cm}^4$$

- Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 3,10 \times 0,65 = 2,06 \text{ KN/m}$ .

2-charge après mise de revêtement :  $G = 6,88 \times 0,65 = 4,47 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q): P = (6,88+1) \times 0,65 = 5,12 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,47 \times 5,3^2}{8} = 13,34 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{5,12 \times 5,3^2}{8} = 15,28 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{2,06 \times 5,3^2}{8} = 6,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{13,34 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 22,5} = 279,14 \text{MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{15,28 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 22,5} = 319,73 \text{MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{6,15 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 22,5} = 128,69 \text{MPa} \end{cases}$$

Calcul des coefficients:  $f$ ;  $\lambda_i$ ;  $\lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 22,5} = 0,087$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,087} = 4,7;$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \cdot 4,70 = 1,88.$$

Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ):

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SJ}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,087 \times 128,69) + 2,1} \right] = 0,92 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,087 \times 279,14) + 2,1} \right] = 0,96 \\ \mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SP}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,087 \times 319,73) + 2,1} \right] = 0,72 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_g$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \text{ avec } d'' = h - (\Phi + c) = 25 - (0,10 + 2) = 22,9 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \left[ 2,36 \left( \frac{25}{2} - 22,9 \right)^2 \right] = 88464,28 \text{cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 88464,28}{(1 + 4,7 \times 0,92)} = 18277,74 \text{cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 88464,28}{(1 + 4,7 \times 0,96)} = 17654,34 \text{cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 88464,28}{(1 + 4,7 \times 0,72)} = 22196,79 \text{cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 88464,28}{(1 + 1,88 \times 0,96)} = 34694,35 \text{cm}^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{6,15(5,3)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 18277,74)} = 0,29 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{13,34 \times (5,3)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 17654,34)} = 0,66 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{15,28 \cdot (5,3)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 22196,79)} = 0,60 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{13,34 \times (5,3)^2 \cdot 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 34694,35)} = 0,998 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} \quad F_{\text{total}} = 0,998 - 0,29 + 0,60 - 0,66 = 0,648 \text{ cm} \quad ;$$

$$F_{\text{total}} = 0,648 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 530/500 = 1,06 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = 1,06 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,648 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 1,06 \text{ cm} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

#### IV.6. Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :

33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \quad \text{Si} \quad L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \quad \text{Si} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \quad \text{avec écartement entre axe des nervures}$$

Section, minimale des armatures parallèles aux poutrelles ;

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

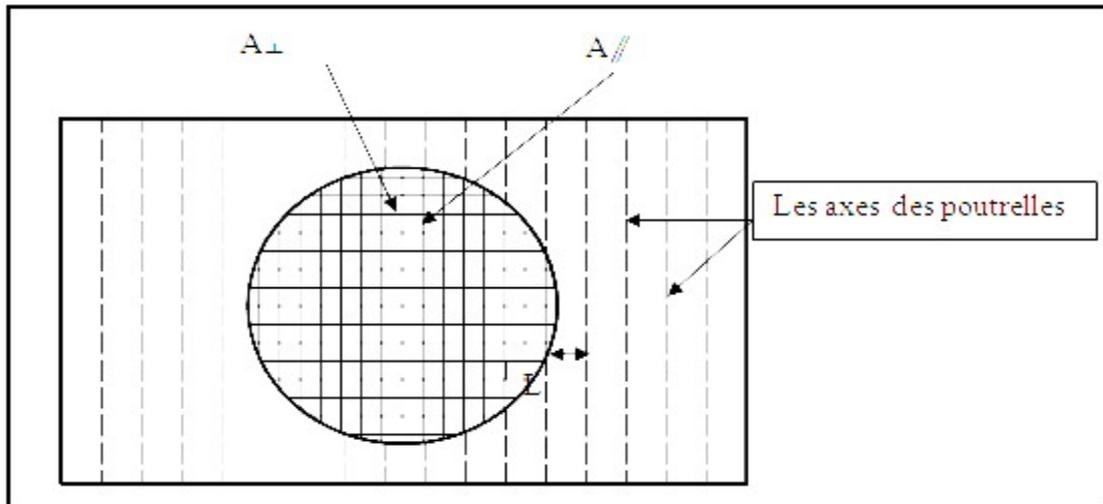
$$L = 0,65 \text{ m}; f_e = 215 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

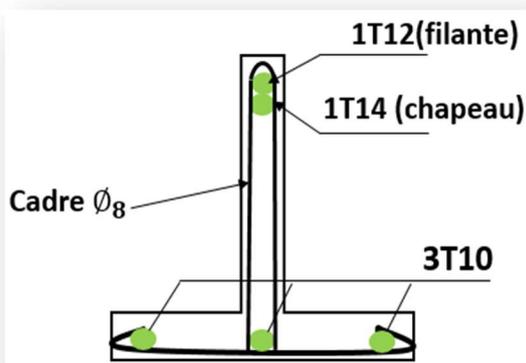
$$\text{On prend } 5\phi 8 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{//} \geq \frac{2,51}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$  on prend un quadrillage de section avec un espacement de 20 cm .

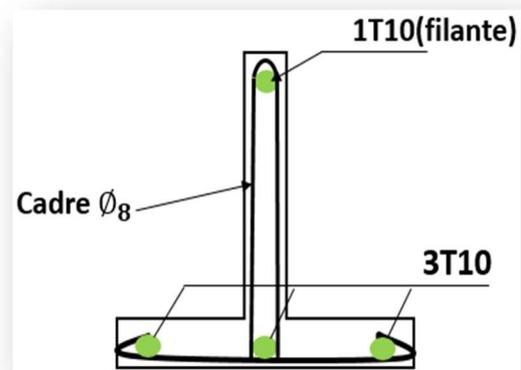


FigureIV.5 . : Ferrailage de la dalle de compression

Etage courante



Intermédiaire



Rive

## Terrasse inaccessible

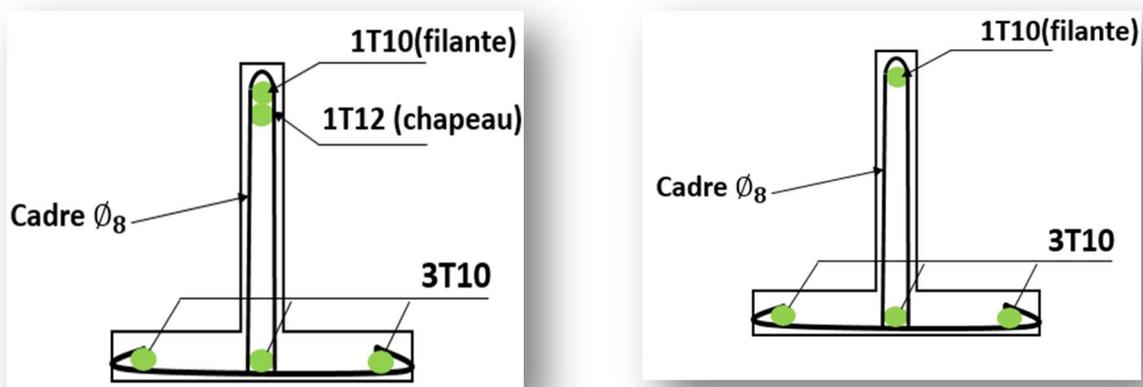


Figure IV.6. : Ferrailage des poutrelles

## **Chapitre V**

### *Etude Sismique*

### V.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines ; donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « ETABS » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « RPA99/Version 2003 ».

### V.2. Etude dynamique :

Une étude dynamique est une analyse qui étudie le comportement d'un système sous l'effet de forces variables dans le temps. Cela peut inclure des études de vibration, de mouvement ou de réponse structurelle à des charges dynamiques telles que le vent, les vagues ou les séismes.

L'objectif principal d'une étude dynamique est de comprendre comment un système réagit aux forces externes changeantes et de concevoir des structures capables de résister à ces forces tout en maintenant leur intégrité et leur fonctionnement appropriés. En ingénierie, les études dynamiques sont essentielles pour garantir la sécurité et la performance des structures et des systèmes dans une variété d'applications, allant des bâtiments et des ponts aux machines et aux véhicules.

### V.3 Méthodes de calcul :

D'après les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), les charges sismiques peuvent être déterminées en utilisant l'une des trois méthodes suivantes :

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

#### V.3.1 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 considérés équivalents à ceux de l'action sismique

- Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

- Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

Selon le [RPA99/V2003- Article4.1.2] La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III .
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur énoncées en a les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 mètres en zone IIa pour les groupes d'usages 2.

### V.3.2 Les Méthodes Dynamiques :

#### a) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### V.4 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS représente un logiciel de modélisation et d'analyse structurale, utilisé dans l'ingénierie civile et la conception des bâtiments. Le nom "ETABS" est une abréviation de "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" traduit littéralement par "Analyse Tridimensionnelle Étendue des Systèmes de Bâtiments" en français. Fondée en 1975 à l'Université de Berkeley, en Californie (États-Unis) . Ce logiciel permet aux ingénieurs de modéliser et d'analyser la réponse structurale des bâtiments sous diverses charges telles que les charges gravitationnelles, sismiques, éoliennes, .....etc. Il est largement utilisé pour la conception de structures résistantes aux séismes, aux vents et à d'autres forces naturelles, ainsi que pour l'analyse de la stabilité et de la performance des bâtiments.

**V.5 .Critères de classification par le RPA 99/V2003 :**

**1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]**

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Annaba donc en zone II-a.

**2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]**

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.

**3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]**

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

• **Méthode dynamique modale spectrale :**

**1- Spectre de réponse de calcul :**

Le RPA99/version 2003 (art.4.13) impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec:  $\frac{\delta_a}{g}$  spectre de réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suit :

**Tableau V-1:** Coefficient d'accélération de zone « A ».

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,10	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Leftrightarrow (A = 0,15)$

$g$  : Accélération de la pesanteur ;  $g=9,81\text{m/s}^2$ .

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) données

par la formule  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ .

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau V-2** : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Tableau V-3** : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ .

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_{1(\text{Sec})}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(\text{Sec})}$	0,3	0,4	0,5	0,7

-Sol meuble  $\Rightarrow$  Site3

donc :  $\begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,5\text{sec} \end{cases}$

$Q$  : Facteur de qualité  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $Q$  est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

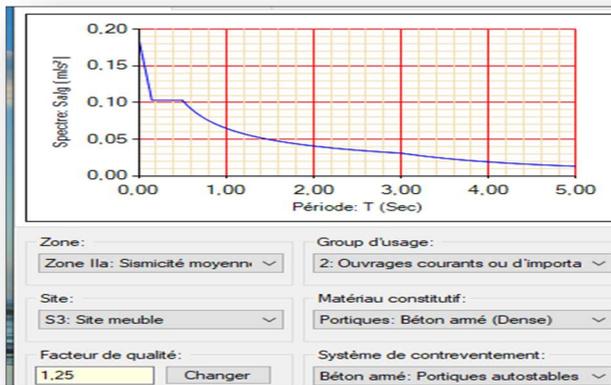
Tableau V-4 :Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critères «q»		
1.Conditions minimales sur les files de contreventement	N/Observé	0,05
2.Redondance en plan	N/Observé	0,05
3.Régularité en plan	N/Observé	0,05
4.Régularité en élévation	Observé	0
5.Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6.Contrôle de la qualité de l'exécution	N/Observé	0,10

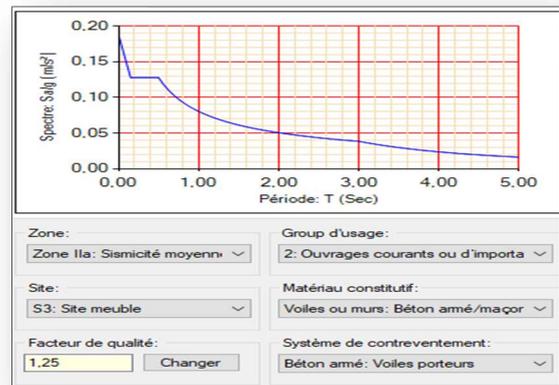
$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,10) = 1,25$$

Les critères à prendre en compte :

$$Q = 1,25$$

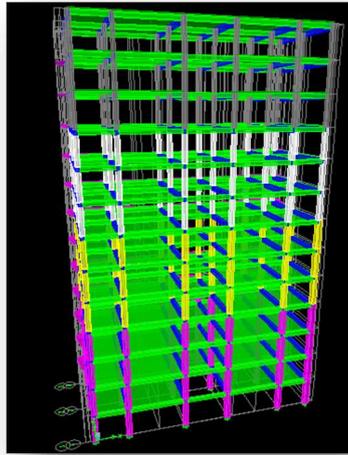


Portique auto stable

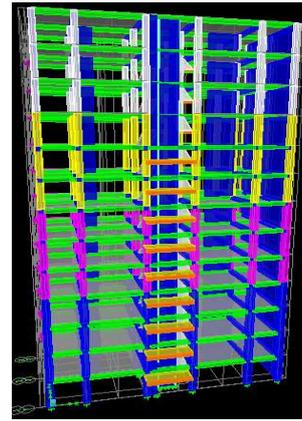


Voile porteur

Figure V.1. : Spectre de réponse Portique auto stable et Voile porteur



Portique auto- stable



Voile porteur

**Figure V.2** : Vue en 3 D Portique-auto stable et Voile porteur

- **Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

- T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_t h_n^{3/4}, \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}, \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

Avec :

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

**$h_n = 39,78\text{m}$**

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$  ; (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 39,78\text{m} \\ C_T = 0,05 \end{cases}$$

$$\text{Donc: } T = 0,05 \times (39,78)^{3/4} = 0,79\text{sec}$$

$$l_x = 22,3\text{m}$$

$$l_y = 10,7\text{m}$$

$$T = \begin{cases} 0,09 \times h_n / \sqrt{l_x} = 0,09(39,78) / \sqrt{22,3} = 0,76\text{Sec} \Rightarrow \text{Suivant (x - x)} \\ 0,09 \times h_n / \sqrt{l_y} = 0,09(39,78) / \sqrt{10,7} = 1,09\text{Sec} \Rightarrow \text{Suivant (y - y)} \end{cases}$$

$$T_x = \min \left\{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{I_x} \right\} = \min(0,79; 0,76) = 0,76 \text{ Sec}$$

$$T_x = 0,76 \text{ Sec}$$

$$T_y = \min \left\{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{I_y} \right\} = \min(0,79; 1,09) = 0,79 \text{ Sec}$$

$$T_y = 0,79 \text{ Sec}$$

## V.6. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 :

### V.6.1 Portique auto stable :

#### • Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad (1)$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau ;

#### [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

(Site  $S_3$ )  $\Leftrightarrow T_2 = 0,50 \text{ Sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec}$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,94 \left(\frac{0,5}{0,76}\right)^{2/3} = 1,78$$

Donc :  $D_x = 1,78$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,94 \left(\frac{0,5}{0,79}\right)^{2/3} = 1,73$$

Donc :  $D_y = 1,73$

#### • Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$ .

$\xi = 7\%$  ; (Portique en béton armé et de remplissage léger) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

Dans notre cas  $\xi = 7\%$  ; Donc  $\eta = 0,83$

#### • Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

Dans notre cas  $A = 0,15$

#### • Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

portique auto stable ( $R = 3,5$ )

#### • Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  [Formule 4.4]

• **Calcul de poids total de la structure  $W_t$  :**

$W$  : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{13} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Poids total du bâtiment :  $W = 25540,13 \text{ KN}$  (d'après l'etabs)

$$\text{On a: } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W \quad (2)$$

Donc ;

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} \cdot W_t = \frac{0,15 \times 1,78 \times 1,25}{3,5} \times 25540,13 = 2435,43 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} \cdot W_t = \frac{0,15 \times 0,79 \times 1,25}{3,5} \times 25540,13 = 1080,89 \text{ KN}$$

**Tableau V.5 :** l'effort tranchant à la base.

	$V_t$ (KN)	V (KN)	80%V	$0.8V < V_t$
Sens X	2435,43	1675,83	1948,344	Non vérifie
Sens Y	1080,89	829,96	864,712	Non vérifie

**V.6.1.1 Vérification de participation massique :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**Tableau V.6 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle (portique auto-stable)

Mode	Période	SumUX	SumUY
1	1,804309	0,0003	76,5346
2	1,778671	74,7228	76,5349
3	1,563059	76,2986	76,535
4	0,624439	76,2987	87,9626
5	0,613758	87,6962	87,9626
6	0,547686	87,9939	87,9627
7	0,359925	87,994	92,1025
8	0,352602	92,0281	92,1025
9	0,318964	92,1814	92,1025
10	0,246111	92,1814	94,4398
11	0,241288	94,4194	94,4398
12	0,21899	94,5204	94,4399
13	0,182882	94,5204	95,7462

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au **8** ème mode

**a- Sens longitudinal:**

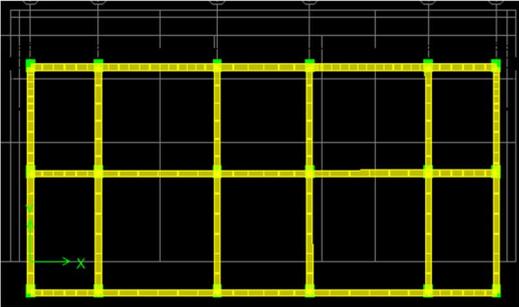
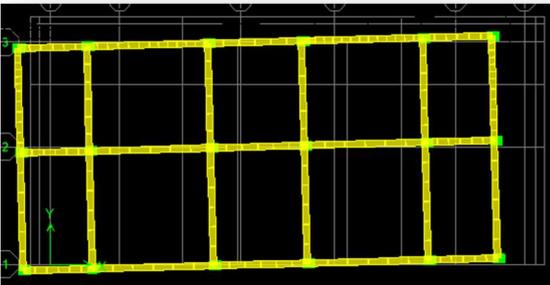
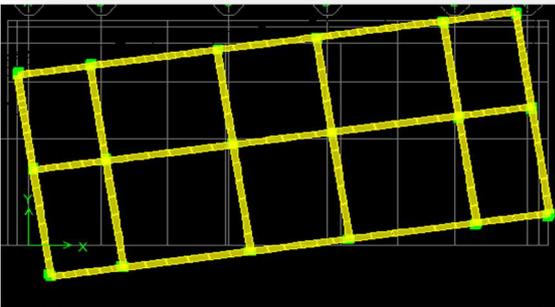
$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 94,5204\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$$

**b- Sens transversal:**

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 95,7462\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{c v.}$$

V.6.1.2 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau V.7 : trois premiers modes

<p><b>Mode 1</b> <b>Translation</b> <b>(YY)</b></p>	<p><b>T=1,8sec</b></p>		<p><b>U<sub>Y</sub>=76,5346&gt;50</b></p>
<p><b>Mode2</b> <b>Translation</b> <b>(XX)</b></p>	<p><b>T=1,77</b></p>		<p><b>U<sub>X</sub>=74,7226&gt;50</b></p>
<p><b>Rotation</b> <b>(Z)</b></p>	<p><b>T=1,56</b></p>		<p><b>R<sub>Z</sub>=75,2288&gt;50</b></p>

V.6.1.3. Vérification des déplacements inter étages :

On note, pour chaque niveau k :

$\delta_k$  : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.8:** Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens (portique autostable).

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h <sub>étage</sub> (m)
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	
RDC	0,0034	0,0119	0,0119	0,0036	0,0126	0,0126	< 0,0306
1 <sup>er</sup> étage	0,0097	0,03395	0,022	0,0101	0,0354	0,0228	< 0,0306
2 <sup>em</sup> étage	0,0166	0,0581	0,0241	0,0174	0,0609	0,0255	< 0,0306
3 <sup>em</sup> étage	0,0235	0,0823	0,0242	0,0246	0,0861	0,0252	< 0,0306
4 <sup>em</sup> étage	0,0306	0,1071	0,0248	0,032	0,112	0,0259	< 0,0306
5 <sup>em</sup> étage	0,0373	0,1306	0,0235	0,039	0,1365	0,025	< 0,0306
6 <sup>em</sup> étage	0,0436	0,1526	0,022	0,0455	0,1558	0,019	< 0,0306
7 <sup>em</sup> étage	0,0499	0,1745	0,0219	0,0521	0,1824	0,027	< 0,0306
8 <sup>em</sup> étage	0,0557	0,1949	0,0204	0,0579	0,2027	0,020	< 0,0306
9 <sup>em</sup> étage	0,0606	0,2121	0,0172	0,063	0,221	0,018	< 0,0306
10 <sup>em</sup> étage	0,0655	0,2293	0,0172	0,0679	0,238	0,017	< 0,0306
11 <sup>em</sup> étage	0,0692	0,2422	0,0129	0,0717	0,251	0,013	< 0,0306
12 <sup>em</sup> étage	0,0714	0,2499	0,0077	0,0741	0,259	0,008	< 0,0306

#### V.4.1.4 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \quad (3)$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau V.9 : l'effet P- $\Delta$  aux différents niveaux dans les deux sens (portique aut-ostable)

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>x</sub> (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>y</sub> (KN)	$\theta$
RDC	25540,13	3,06	0,011 9	1340,9	<b>0,074</b>	0,0126	1347,96	<b>0,078</b>
1 <sup>er</sup> étage	23514,6	3,06	0,022	1322,32	<b>0,0128</b>	0,0228	1328,58	<b>0,132</b>
2 <sup>em</sup> étage	21489,06	3,06	0,024 1	1277,22	<b>0,133</b>	0,0255	1283,11	<b>0,14</b>
3 <sup>em</sup> étage	19463,52	3,06	0,024 2	1215,77	<b>0,1266</b>	0,0252	1222,82	<b>0,131</b>
4 <sup>em</sup> étage	17437,99	3,06	0,024 8	1147,88	<b>0,123</b>	0,0259	1155,02	<b>0,128</b>
5 <sup>em</sup> étage	15478,48	3,06	0,023 5	1073,26	<b>0,111</b>	0,025	1079,19	<b>0,117</b>
6 <sup>em</sup> étage	13518,98	3,06	0,022	991,25	<b>0,098</b>	0,019	997,09	<b>0,084</b>
7 <sup>em</sup> étage	11559,47	3,06	0,021 9	905,46	<b>0,091</b>	0,027	910,44	<b>0,112</b>
8 <sup>em</sup> étage	9658,44	3,06	0,020 4	811,45	<b>0,079</b>	0,020	814,12	<b>0,078</b>
9 <sup>em</sup> étage	7757,4	3,06	0,017 2	703,87	<b>0,062</b>	0,018	706,17	<b>0,065</b>
10 <sup>em</sup> étage	5856,37	3,06	0,017 2	583,45	<b>0,056</b>	0,017	584,78	<b>0,0556</b>
11 <sup>em</sup> étage	4007,15	3,06	0,012 9	438,13	<b>0,0386</b>	0,013	438,74	<b>0,0389</b>
12 <sup>em</sup> étage	2157,92	3,06	0,007 7	252,4	<b>0,022</b>	0,008	256,12	<b>0,022</b>

## V.6.1.5. Vérification l'excentricité accidentelle

Tableau V.10 : calcul de l'excentricité (portique auto-stable).

Story	Masse(KN)	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey	15% Lx	15% Ly
RDC	199,1569	10,973	5,542	10,975	5,2	0,002	0,342	3,34	1,60
1	199,1569	10,973	5,542	10,975	5,2	0,002	0,342	3,34	1,60
2	199,1569	10,973	5,542	10,975	5,2	0,002	0,342	3,34	1,60
3	195,8221	10,973	5,547	10,975	5,2	0,002	0,347	3,34	1,60
4	192,852	10,974	5,551	10,975	5,2	0,001	0,351	3,34	1,60
5	192,852	10,974	5,551	10,975	5,2	0,001	0,351	3,34	1,60
6	189,8682	10,974	5,556	10,975	5,2	0,001	0,356	3,34	1,60
7	187,3177	10,974	5,561	10,975	5,2	0,001	0,361	3,34	1,60
8	187,3177	10,974	5,561	10,975	5,2	0,001	0,361	3,34	1,60
9	184,6849	10,974	5,566	10,975	5,2	0,001	0,366	3,34	1,60
10	182,4629	10,974	5,57	10,975	5,2	0,001	0,37	3,34	1,60
11	182,4629	10,974	5,57	10,975	5,2	0,001	0,37	3,34	1,60
12	208,3951	10,975	5,112	10,975	5,2	0	0,088	3,34	1,60

## V.6.1.6. Vérification l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} < 0,3$$

Où

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

Tableau V.11 : l'effort normal réduit(portique auto-stable) .

Section	a (m)	b(m)	B(m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (Mpa)	N(KN)	V(KN)	Vérification
50×50	0,5	0,5	0,25	25	2610,49	0,38	C.N.V
45×45	0,45	0,45	0,2	25	1662,88	0,33	C.N.V
40×40	0,4	0,4	0,16	25	1104,69	0,27	C.V
35×35	0,35	0,35	0,122	25	585 ,15	0,2	C.V

Remarque : L'effort réduit dans les poteaux n'est pas vérifié donc il faut augmenter la section de ces poteaux.

RDC jusqu'au 3<sup>ème</sup> étage : (55 x 65) cm<sup>2</sup>

4<sup>ème</sup> jusqu'au 6<sup>ème</sup> étage : (50x 60) cm<sup>2</sup>

7<sup>ème</sup> jusqu'au 9<sup>ème</sup> étage : (45x 55) cm<sup>2</sup>

10<sup>ème</sup> jusqu'au 12<sup>ème</sup> étage : (40x 50) cm<sup>2</sup>

### V.6.2 Voile porteurs

- Le facteur d'amplification moyen : D

Calcul de D

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 1,44 \\ D_y = 1,40 \end{cases}$$

#### V.6.2.1 Vérification de la période :

- période fondamentale :

$$T_{\text{dyn},x} = 1,1851\text{sec}$$

$$T_{\text{dyn},y} = 0,5445\text{sec}$$

- Une période empirique :

$$T_x = 0.758\text{sec.}$$

$$T_y = 0.791 \text{ sec.}$$

Nous avons :

$$1.3 \times T_x = 0,9854 < T_{\text{dyn},x} = 1,1851\text{sec}$$

$$1.3 \times T_y = 1,0283 < T_{\text{dyn},y} = 0,5445 \text{ sec} \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Poids total du bâtiment : W = 35152,05KN (d'après l'etabs)

D'où :

**Tableau V.12:** l'effort tranchant à la base (voile porteur)

	V <sub>t</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	80%V	0.8V < V <sub>t</sub>
Sens X	1917,14	2595,20	2076,16	Non vérifie
Sens Y	2920,2	2523,1	2018,48	Vérifie

Donc la condition  $v_d > 0,8V_t$  n'est pas vérifiée donc en pondérant toutes les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients  $a_x$  :

$$\text{avec } a_x = \frac{2076,16}{1917,14} = 1,089$$

On multiplie le  $g \times$  les coefficients  $a_x$  est en l'analyse de nouveau la structure.

**V.6.2.2 Stabilité au renversement :**

$$\text{On a : } T = 1,1851 > 0,7 \text{ sec} \Rightarrow \begin{cases} F_{t,x} = 0,07 \times 1,1851 \times 2086,99 = 173,13 \text{ KN} \\ F_{t,y} = 0,07 \times 1,1851 \times 2920,20 = 242,25 \text{ KN} \end{cases}$$

On a :

$$V_{t,x} = 2595,20 \text{ KN} \qquad V_{t,y} = 2523,1 \text{ KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau : V.13 :** Distribution des forces sismiques

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> x H <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> (KN.m)	F <sub>y</sub> (KN.m)
12 <sup>em</sup> étage	2264,88	39,78	90096,93	298,98	281,55
11 <sup>em</sup> étage	2485,18	36,72	91255,81	302,83	285,17
10 <sup>em</sup> étage	2509,72	33,66	84477,18	280,33	262,99
9 <sup>em</sup> étage	2538,40	30,6	77675,04	257,76	242,73
8 <sup>em</sup> étage	2571,12	27,54	70808,64	234,97	221,27
7 <sup>em</sup> étage	2571,12	24,48	62941,018	208,86	196,69
6 <sup>em</sup> étage	2603,03	21,42	55756,90	185,03	174,24
5 <sup>em</sup> étage	3394,48	18,36	62322,65	206,81	194,75
4 <sup>em</sup> étage	3394,48	15,3	51935,54	172,34	162,30
3 <sup>em</sup> étage	2675,21	12,24	32744,57	108,66	102,32
2 <sup>em</sup> étage	2714,81	9,18	24949,50	82,79	77,97
1 <sup>er</sup> étage	2714,81	6,12	16614,64	55,13	51,92
RDC	2714,81	3,06	8307,32	27,57	25,96
Somme			729885,738		

- **Sens longitudinal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_x / 2 = 33641,45 \times 22,3 / 2 = 375102,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv } x} = \sum F_i \cdot Z_i = 64881,48 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{renver}}} = \frac{375102,17}{64881,48} = 5,78 > 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_y / 2 = 33641,45 \times 10,7 / 2 = 179981,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv } y} = \sum F_i \cdot Z_i = 61016,4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{renver}}} = \frac{179981,18}{61016,4} = 2,95 > 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

☒ Remarque : La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

### V.6.2.3 Vérification des déplacements inter étages :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau : V.14 :** Déplacements inter étages dans les deux Sens(voile porteur)

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h <sub>étage</sub> (m)
	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	
RDC	0,001	0,0035	0,0035	0,0002	0,0007	0,0007	< 0,0306
1 <sup>er</sup> étage	0,0034	0,0119	0,0084	0,0007	0,00245	0,00175	< 0,0306
2 <sup>em</sup> étage	0,0064	0,0224	0,0105	0,0014	0,0049	0,00245	< 0,0306
3 <sup>em</sup> étage	0,0099	0,03465	0,0123	0,0023	0,00805	0,00315	< 0,0306
4 <sup>em</sup> étage	0,0137	0,0479	0,0133	0,0032	0,0112	0,00315	< 0,0306
5 <sup>em</sup> étage	0,0174	0,0609	0,013	0,0043	0,015	0,0038	< 0,0306
6 <sup>em</sup> étage	0,0211	0,0738	0,0129	0,0055	0,0193	0,0043	< 0,0306
7 <sup>em</sup> étage	0,0247	0,0865	0,0127	0,0068	0,0238	0,0045	< 0,0306
8 <sup>em</sup> étage	0,0279	0,0977	0,0112	0,0081	0,0284	0,0046	< 0,0306
9 <sup>em</sup> étage	0,0309	0,108	0,010	0,0094	0,0329	0,0045	< 0,0306
10 <sup>em</sup> étage	0,0336	0,118	0,01	0,0107	0,037	0,0041	< 0,0306
11 <sup>em</sup> étage	0,036	0,126	0,008	0,012	0,042	0,005	< 0,0306
12 <sup>em</sup> étage	0,0381	0,133	0,007	0,0133	0,0466	0,0046	< 0,0306

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié

#### V.6.2.4 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ (voile porteur) :

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.15:** l'effet P- $\Delta$  aux différents niveaux dans les deux sens(voile porteur) .

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>x</sub> (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>y</sub> (KN)	$\theta$
RDC	35152,05	3,06	0,0035	2086,99	<b>0,019</b>	0,0007	2920,2	<b>0,0028</b>
1 <sup>er</sup> étage	32437,24	3,06	0,0084	2053,93	<b>0,043</b>	0,00175	2887,36	<b>0,0055</b>
2 <sup>èm</sup> étage	29722,43	3,06	0,0105	1992,68	<b>0,051</b>	0,00245	2814,23	<b>0,0085</b>
3 <sup>èm</sup> étage	27007,62	3,06	0,0123	1908,34	<b>0,057</b>	0,00315	2708,68	<b>0,010</b>
4 <sup>èm</sup> étage	24332,41	3,06	0,0133	1804,71	<b>0,059</b>	0,00315	2581,98	<b>0,0097</b>
5 <sup>èm</sup> étage	20937,93	3,06	0,013	1686,16	<b>0,053</b>	0,0038	2436,5	<b>0,0107</b>
6 <sup>èm</sup> étage	17543,45	3,06	0,0129	1554,6	<b>0,048</b>	0,0043	2266,21	<b>0,0109</b>
7 <sup>èm</sup> étage	14940,42	3,06	0,0127	1412,53	<b>0,044</b>	0,0045	2069,74	<b>0,0106</b>
8 <sup>èm</sup> étage	12369,3	3,06	0,0112	1257,25	<b>0,036</b>	0,0046	1846,68	<b>0,01</b>
9 <sup>èm</sup> étage	9798,18	3,06	0,010	1080,99	<b>0,030</b>	0,0045	1592,23	<b>0,0090</b>
10 <sup>èm</sup> étage	7259,78	3,06	0,01	879,49	<b>0,027</b>	0,0041	1298,08	<b>0,0075</b>
11 <sup>èm</sup> étage	4750,06	3,06	0,008	643,51	<b>0,019</b>	0,005	942,56	<b>0,0082</b>
12 <sup>èm</sup> étage	2264,88	3,06	0,007	358,04	<b>0,014</b>	0,0046	503,55	<b>0,0068</b>

( $\theta < 0,10$ ) dans les deux sens. Les effets P-delta peuvent être négligés pour notre cas.

### V.6.2.5 Vérification de participation massique

**Tableau V.16:** Périodes et facteurs de participation massique du modèle(voile porteur).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,185053	72,2586	0,001	72,2586	0,001	0,0157
2	0,544471	0,0026	65,5185	72,2612	65,5195	0,0005
3	0,416031	0,0246	0,0005	72,2857	65,52	65,6127
4	0,346633	13,116	0,0016	85,4018	65,5215	0,0199
5	0,167132	5,6582	0	91,06	65,5216	0,0046
6	0,121035	0	21,3356	91,06	86,8572	0,0002
7	0,099039	3,1415	0	94,2015	86,8572	0,0009
8	0,093773	0,0004	0,0002	94,2019	86,8574	21,5372
9	0,066456	1,9577	0	96,1596	86,8574	0,0005
10	0,05466	0	6,6979	96,1596	93,5553	0,0001
11	0,048373	1,2758	0	97,4354	93,5553	0,0118
12	0,042764	0,0049	0,0001	97,4403	93,5554	6,7096
13	0,037387	0,8832	0	98,3235	93,5554	0,0014

- **Sens longitudinal:**

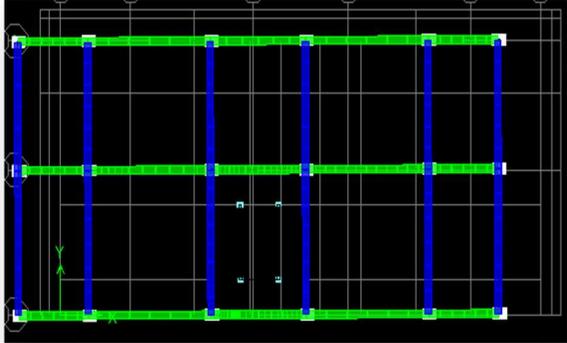
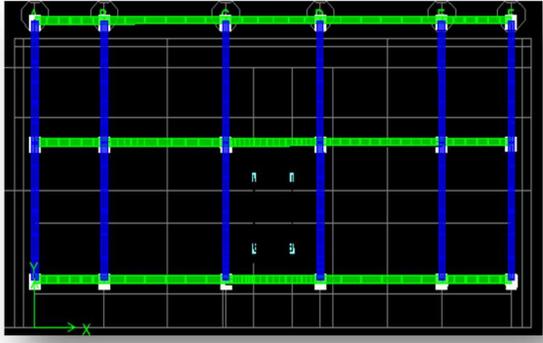
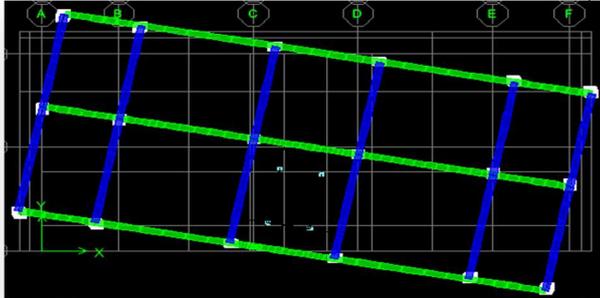
$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 98,3235\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{c v.}$$

- **Sens transversal:**

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 93,5554\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{c v.}$$

V.6.2.6 Vérification de comportement des trois premiers mode :

Tableau V.17 : trois premiers mode

<p><b>Mode 1</b> <b>Translati</b> <b>on</b> <b>(XX)</b></p>	<p><b>T=1,19sec</b></p>		<p><b>UX=72,2586&gt;50</b></p>
<p><b>Mode2</b> <b>Translati</b> <b>on</b> <b>(YY)</b></p>	<p><b>T=0,54sec</b></p>		<p><b>UY=65,51&gt;50</b></p>
<p><b>Rotation</b> <b>(Z)</b></p>	<p><b>T=0,42sec</b></p>		<p><b>RZ= 65,6127&gt;50</b></p>

**V.6.2.7 .Vérification l'excentricité accidentelle :****Tableau V.18 :** calcul de l'excentricité(voile porteur) .

Story	Mass	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey	15% Lx	15% Ly
RDC	274,3508	10,995	5,216	10,975	4,14	0,02	1,08	3,34	1,60
ETAGE 1	274,3508	10,995	5,216	10,975	3,966	0,02	1,25	3,34	1,60
ETAGE2	274,3508	10,995	5,216	10,975	3,913	0,02	1,3	3,34	1,60
ETAGE3	270,3138	10,996	5,216	10,974	3,946	0,022	1,27	3,34	1,60
ETAGE 4	266,6418	10,996	5,215	10,974	4,008	0,022	1,21	3,34	1,60
ETAGE 5	266,6418	10,996	5,215	10,974	4,08	0,022	1,14	3,34	1,60
ETAGE 6	262,9559	10,996	5,215	10,974	4,145	0,022	1,07	3,34	1,60
ETAGE 7	259,7032	10,997	5,216	10,974	4,201	0,023	1,02	3,34	1,60
ETAGE 8	259,7032	10,997	5,216	10,974	4,253	0,023	0,96	3,34	1,60
ETAGE 9	256,3684	10,997	5,216	10,974	4,297	0,023	0,919	3,34	1,60
ETAGE 10	253,4443	10,997	5,215	10,974	4,336	0,023	0,88	3,34	1,60
ETAGE 11	250,9431	11,002	5,253	10,974	4,372	0,028	0,88	3,34	1,60
ETAGE 12	230,8287	10,988	5,098	10,974	4,405	0,014	0 ;69	3,34	1,60

**V.6.2.8 Vérification l'effort normal(voile porteur)****Tableau V.19:** L'effort normal réduit(voile porteur) .

Section	a (m)	b(m)	B(m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (Mpa)	N(KN)	V(KN)	vérification
65×55	0,65	0,55	0,3575	25	2704,48	0,302	C.V
60×50	0,6	0,50	0,3	25	1417,67	0,19	C.V
55×45	0,55	0,45	0,2475	25	928,03	0,15	C.V
50×40	0,5	0,4	0,2	25	450,43	0,09	C.V

**V.7.Conclusion**

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



# **Chapitre VI**

## *Ferraillage des éléments structuraux*

**VI .I. Ferrailage des poutres :****VI .I.1..Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VI .I.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :  $50\Phi$  en zone III.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

**VI .I.3. Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

D'après le **CBA 93[2]** (situation durable)

ELU :  $1,35G + 1,5Q$  → Moment correspondant Msp1 **(Art.A.3.3.2) [2]**

ELS :  $G + Q$  **(Art.A.3.3.3) [2]**

D'après l'**article 5.2 du RPA99 [1]** (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \text{moment correspondant Msp 2}$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

Les matériaux

Béton :  $\sigma_{bc} = 14,2\text{Mpa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ ;  $\gamma_b = 1,5$ .

Acier:  $f_e E = 400$ ;  $\sigma_s = 348$ ;  $\gamma_s = 1,15$ .

Situation accidentelle :

Béton :  $\sigma_{bc} = 18,48\text{Mpa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ ;  $\gamma_b = 1,5$ .

Acier:  $f_e E = 400$ ;  $\sigma_s = 400$ ;  $\gamma_s = 1$ .

### VI .I.3.1 Poutre secondaire :

#### - Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

**Tableau VI .1.** Section minimal et maximal des poutres secondaire.

	<b>b(cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>
$A_{\min} = 0,5\%b \cdot h_t$	30	40	6
$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	30	40	48
$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$	30	40	72

### VI .I.3.2 Poutres principales :

#### - Armatures longitudinales :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

**Tableau VI .2.** Section minimal et maximal des poutres principale

	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	45	6,75
$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	30	45	54
$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$	30	45	81

### VI .I.4 ferrailage des poutre :

#### VI .I.4.1. Poutres principales de rive : (30x45) cm<sup>2</sup>

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de RIVE (terrasse), les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du programme ETABS. Ferrailage sur appuis :

On a :

- $M_{sp1} = 42,001 \text{ kN.m}$

- $M_{sp2} = 30,948 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,74 < 1,15 \Rightarrow \text{donc le calcul se fait sous } Sp1$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t=45 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile  $d=0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Tableau VI .3.** ferrailage au appuis de la poutre

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u \text{ (KN.m)}$	<b>42,001</b>	$\mu < \mu_1$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	<b>0,060</b>	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta$	<b>0,969</b>	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	$\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$	<b>3,08</b>	

#### VI .I.4.2. Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale »

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{ct}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 6,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopté}} \geq \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) \rightarrow A_{\text{min}} = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend **3T12+3T14** : ce qui nous donne **A = 8,01 cm<sup>2</sup>**

- **En travée :**
  - $M_{sp1} = 26,753 \text{ KN. m}$
  - $M_{sp2} = 19,604 \text{ KN. m}$

$$\Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,73 > 1,15 \Rightarrow \text{donc le calcul se fait sous } Sp1$$

**Tableau VI .4.** ferraillage aux travées de la poutre .

<b>Moment ultime Mu</b>	Mu (KN.m)	<b>26,753</b>	$\mu < \mu_1$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	<b>0,038</b>	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient β</b>	$\beta$	<b>0,981</b>	
<b>Section d'aciers As</b>	$\frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$	<b>1,93</b>	

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adopté}} \geq \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) \rightarrow A_{\text{min}} = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend **3T12 + 3T14** : ce qui nous donne **A = 8,01 cm<sup>2</sup>**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T = 40,2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{40,2 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 12,86 ; 30 ; 10 \} \Rightarrow \phi_t = 12 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 12 \text{ mm}$

• **Espacement des cadres ( $S_t$ ) :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ s_t \leq \text{Min} (36,45 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 36,45 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmin} ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 0,33 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,33 - 0,3 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,049 \text{ cm}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (**B.A.E.L 91** )

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{0,33}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}^2$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 40,2 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appuis}} = 42,001 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appuis}}}{Z} = \frac{M_{\text{appuis}}}{0,9d} = \frac{42,001}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 115,23 \text{ KN}$$

$F_u = 115,23 \text{ KN} > T_u = 40,2 \text{ KN}$ ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T_u \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

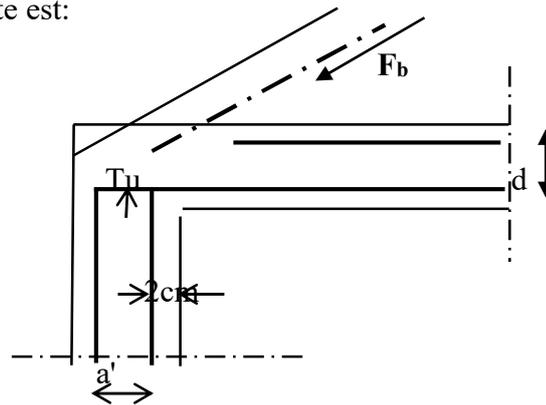


Figure VI .1 : Compression de la bielle d'about.

a: la longueur d'appui de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 40,2 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min (26 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 26 > 3,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

- **Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T: effort tranchant max  $T = 40,2 \text{ KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues  $n = 6$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times (1,2 + 1,4) = 8,16 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{40,2 \times 10^3}{0,9 \times 40,5 \times 8,16 \times 6 \times 10^2} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0,23 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

#### - Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre Droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30cm » donc il faut courber les barres avec un rayon  $u$ :

$$r = 5,5\phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

#### - Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$L_2 = d - (c + \phi/2 + r)$ ; Profondeur utile  $d = 36 \text{ cm}$ .

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\begin{cases} \phi_L = 1,2 \text{ cm} & L_2 = 25,7 \text{ cm} & L_1 = 3,69 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,4 \text{ cm} & L_2 = 25,6 \text{ cm} & L_1 = 3,75 \text{ cm} \end{cases}$$

#### • La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  en zone IIa

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

#### • Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 19,599 \text{ KN.m} \quad A = 8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$15 y_1^2 + 120,15 y_1 - 4866,075 = 0 \Rightarrow y_1 = 14,45 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times (14,45)^3}{3} + 15 \times 8,01 \times (40,5 - 14,45)^2$$

$$I = 33301,87 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{19,599 \times 10^3}{33301,87} \times 14,45 = 8,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**Tableau VI .5.** Ferraillages des poutres

Terrasse	Sections	M(KN.m)	A <sub>Smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	AS adoptées cm <sup>2</sup> /m
<b>Rive</b>						
Poutres principales (45×30)	Appuis	42,001	6,75	3,08	3T14	4,62
	Travée	26,604		1,93	3T12	3,39
<b>Intermédiaire</b>						
Poutres principales (45×30)	Appuis	118,667	6,75	9,29	3T16+3T14	10,65
	Travée	73,54		5,53	6T12	6,79
<b>Rive</b>						
Poutres secondaires (40×30)	Appuis	63,46	6	4,62	5T12	5,65
	Travée	54,423		3,94	3T14	4,62
<b>Intermédiaire</b>						
Poutres secondaires(40×30)	Appuis	135,78	6	10,54	3T16+3T14	10,65
	Travée	89,485		6,65	6T12	6,79

Étage courante	Sections	M(KN.m)	A <sub>Smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS cm <sup>2</sup> /m	Armatures adopté	AS adoptées cm <sup>2</sup> /m
<b>Rive</b>						
Poutres principales (45×30)	Appuis	38,313	6,75	2,80	3T14	4,62
	Travée	24,326		1,76	3T12	3,39
<b>Intermédiaire</b>						
Poutres principales(45×30)	Appuis	102,503	6,75	7,91	3T12+3T14	8,01
	Travée	61,86		4,60	3T14	4,62
<b>Rive</b>						
Poutres secondaires(40×30)	Appuis	104,96	6	7,91	3T12+3T14	8,01
	Travée	97,63		7,33	5T14	7,7
<b>Intermédiaire</b>						
Poutres secondaires(40×30)	Appuis	63,377	6	5,39	5T12	5,65
	Travée	48,588		4,07	3T14	4,62

Ferrailage Poutre principale	Ferrailage Poutre secondaire
<p><b>Terrasse inaccessible</b></p>	<p><b>Terrasse inaccessible</b></p>

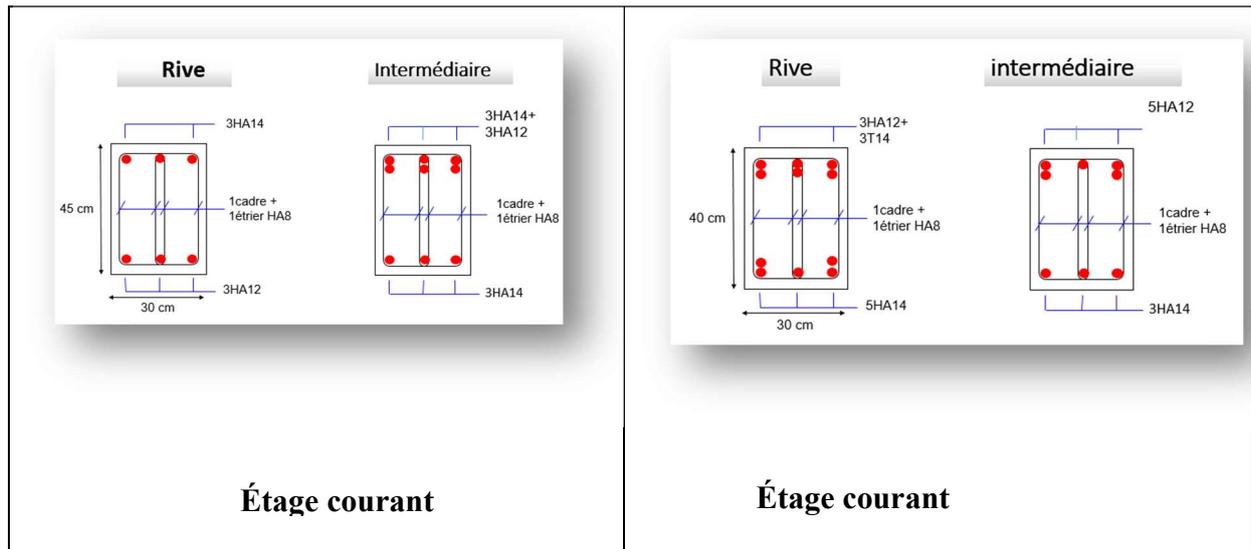


Figure VI .2 : Ferraillage des poutres

**VI .2. Ferraillage des poteaux :**

**VI .2.1 Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\min}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \\ \text{deuxieme genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\min}, M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s; \gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{situation accidentelle} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48\text{MPa} \end{array} \right. \\ \text{situation normal} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**VI .2.2.Ferraillage selon le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être hautes adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III) ;

- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\varnothing$  en zone I et II  $50\varnothing$  en zone III
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales. On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 ...zone IIa.

**Tableau VI .6.** Armatures minimal et maximal pour les poteaux

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S$
TYPE 1 (65×55)	28,6
TYPE 2 (60×50)	24
TYPE 3 (55×45)	19,8
TYPE 4 (50×40)	16

### VI .2.3.Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre.

**Tableau VI .7.** Sollicitation du premier genre

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison					
A	$N_{\max}$	2654,88	1792,75	1169,04	582,49
	$M_{\text{corssp}}$	1,957	3,985	1,651	8,103
B	$N_{\min}$	47,96	34,25	18,19	0,45
	$M_{\text{corssp}}$	0,005	0,009	0,011	0,45
C	$M_{\max}$	24,014	33,744	40,438	46,236
	$N_{\text{corssp}}$	1728,18	1143,57	610,19	115,13

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre.

Tableau VI .8. Sollicitation du deuxième genre

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison					
A	N <sub>max</sub>	2704,48	1417,67	928,03	450,43
	M <sub>corsp</sub>	118,545	2,246	1,855	1,044
B	N <sub>min</sub>	1120,41	503,18	186	115,34
	M <sub>corsp</sub>	0,778	4,11	3,658	6,557
C	M <sub>max</sub>	162,785	152,511	124,175	98,882
	N <sub>corsp</sub>	1179,99	916,53	567,04	236,51

- **Calcul d'un poteau :**

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage :  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$ .
- Contrainte des aciers utilisés :  $F_e = 400$  MPa.
- Contrainte du béton à 28 jours :  $F_{c28} = 25$  MPa.
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

- **Méthode de calcul :**

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_U = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ M_U \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,8\% \times b \times H_t \\ A_{\text{adoptée}} = \max \{A_1, A_2, \dots, A_{\min}\} \end{cases}$$

$$N_{\max} = 2654,88 \text{ KN} \quad M_{\text{coresp}} = 1,957 \text{ KN.m}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{1,957}{2654,88} = 0,00074 \\ M_U = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \Rightarrow M_U = 2654,88 \times \left( 0,585 - \frac{0,65}{2} + 0,00074 \right) = 692,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \Rightarrow 2654,88 \leq 4103,28 \text{ KN} \\ M_U \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \Rightarrow 692,23 \leq 1133,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.9. Ferraillage des poteaux

Niveaux	Com	1 <sup>ere</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		Nu (KN)	M <sub>c</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	M <sub>c</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(65×55)	A	2654,88	1,957	/	2704,5	118,54	/	28,6	8T20+4T16 A=33,17
	B	47,96	0,005		1120,4	0,778			
	C	1728,18	24,014		1179,9	162,78			
(60×50)	A	1792,75	3,985	/	1417,67	2,246	/	24	12T16 A=24,12
	B	34,25	0,009		503,18	4,11			
	C	1143,57	33,744		916,53	152,511			
(55×45)	A	1169,04	1,651	/	928,03	1,855	/	19,8	4T16+8T14 A=20,36
	B	18,19	0,011		186	3,658			
	C	610,19	40,438		567,04	124,175			
(50×40)	A	582,49	8,103	/	450,43	1,044	/	16	12T14 A=18,48
	B	0,45	0,45		115,34	6,557			
	C	115,13	46,236		236,51	98,51			

- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (65x 55 cm<sup>2</sup>).

T= 31,7KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{31,7 \times 10}{55 \times 58,5} = 0,099 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

1)  $\tau_u = 0,099 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{MPa}$ .....condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article du RPA 99/2003.

- Le diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_c}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,5 \Rightarrow \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

- **Calcul de l'espacement :**

**D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

■ **En zone nodale :**  $S_t \leq \min(10 \varphi_1; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min(10 \times 2; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

■ **En zone courante :**  $S_t \leq 15 \varphi_1 \Rightarrow S_t \leq 15 \times 2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

- **Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_f = \text{Longueur de flambement du poteau.} \\ b = \text{Dimension de la section droite du poteau.} \end{cases}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{l_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,5 \quad (\text{d'après le RPA.99" Art 7.4.2.2"}).$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_c} = \frac{25 \times 3,5 \times 31,7}{65 \times 235} = 0,18 \text{ cm}^2$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{S_t \times b} : \text{En \% est donnée comme suit :}$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 65 = 2,925 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante : } A_t = 0,3\% \times 25 \times 65 = 4,875 \text{ cm}^2 \end{cases} \begin{cases} 10 \varphi_0 = 5,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,099; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_c} = 1,02 \text{ cm}^2 < 5,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

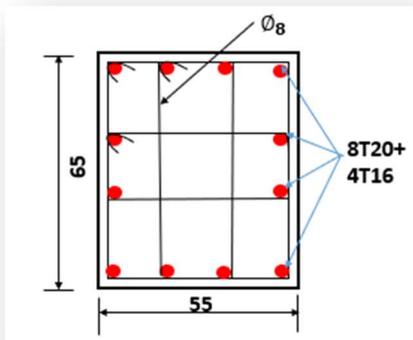
-

### - Détermination de la zone nodale:

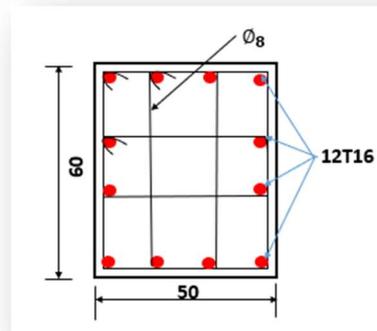
La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left\{\frac{h_c}{6}; b; h; 60\right\} = \max\{51\text{cm}; 55\text{cm}; 65\text{cm}; 60\text{cm}\} = 65\text{cm} \\ L' = 2h = 130\text{cm} \end{array} \right.$$

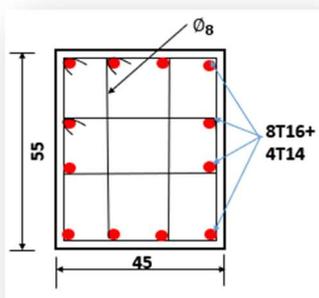
RDC→3<sup>ème</sup> étage (55×65)



4<sup>ème</sup> étage→6<sup>ème</sup> étage (50×60)



7<sup>ème</sup> étage→9<sup>ème</sup> étage (45×55)



10<sup>ème</sup>→12<sup>ème</sup> (40×50)

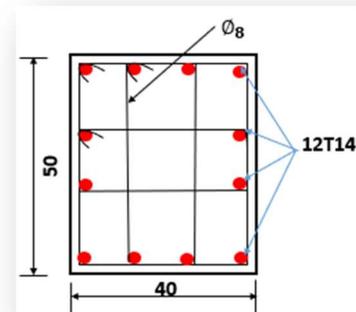


Figure VI .3 : Ferrailage des poteaux

## VI. 3. Voile contreventement :

### VI. 3. 1 Introduction :

Les voiles ou murs en béton armé sont des éléments de construction composés de béton renforcé par des barres d'acier. Cette combinaison confère au mur une résistance accrue aux forces de compression et de traction. Les barres d'acier, souvent disposées de manière longitudinale et transversale à l'intérieur du béton, fournissent un renfort structurel qui permet au mur de supporter des charges plus importantes et de mieux résister aux contraintes externes telles que les tremblements de terre ou les charges de vent. On les utilise dans la construction

des bâtiments, des ponts, des barrages, et d'autres infrastructures où la solidité et la durabilité sont essentielles.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour notre structure, la hauteur d'étage est de 3.06 m pour tous les niveaux, dans cette perspective, l'épaisseur du voile sera déterminée en utilisant la formule suivante :

$$h_e - e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$e > \max \left( \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right) \Rightarrow e > \frac{h_e}{20} \Rightarrow e > 14,3 \text{ cm} ;$$

Donc on adopte comme épaisseur du voile  $e = 20 \text{ cm}$ .

### VI. 3. 2. Les systèmes de contreventement :

Les systèmes de contreventement sont des éléments structuraux utilisés dans les bâtiments et autres constructions pour résister aux forces horizontales, telles que celles causées par le vent et les séismes. Ces systèmes aident à stabiliser la structure en transférant ces forces aux fondations, empêchant ainsi les déformations ou l'effondrement.

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il est essentiel pour garantir la sécurité et l'intégrité structurelle des bâtiments.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VI. 3. 3.Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton).
- 2)  $0,8G + E$  (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003). Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales .

**VI. 3. 4.La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48MPa$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée". On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- **Troisième cas :**

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Armatures verticales :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton .

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

- **Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$A = 1,1 T / f_e$$

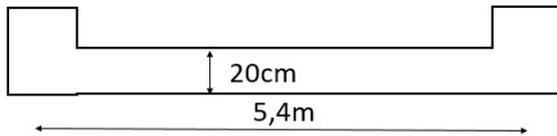
$$T = 1,4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\* Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### VI. 3. 5. Ferrailage des voiles :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 (L = 5,4 m) du RDC :



**Figure VI.4 :** Voile plein avec un poteau d'extrémité

Epaisseur du voile :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$A = 1,44$$

$$V = 3,25$$

$$I = 2,62$$

$$0,8G + Ex :$$

$$N = 1325,39 \text{ KN}$$

$$M = 5131,977 \text{ KN.}$$

$$Vu = 657,73 \text{ KN}$$

#### 1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1325,39}{1,44} + \frac{5131,977 \times 3,25}{2,62} = 7286,41 \text{ KN/m}^2 = 7,29 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1325,39}{1,44} - \frac{5131,977 \times 3,25}{2,62} = -5445,59 \text{ KN/m}^2 = -5,45 \text{ MPa} \end{cases}$$

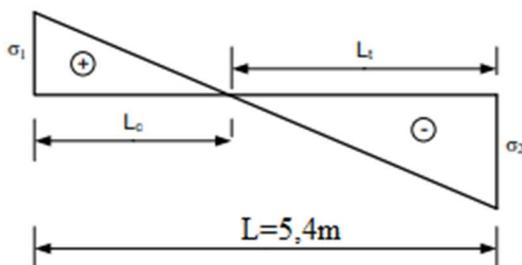
La section partiellement comprimée on calcule la longueur de la zone tendue

**Calculer du longueur de la zone tendue :**

$$\text{On a } L = L_c + L_t$$

(1)

Et en utilisant le principe des triangles semblables on a



$$\left(\frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_c}\right) \Rightarrow \left(\frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L - L_t}\right)$$

$$\Rightarrow L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{5,45}{7,29 + 5,45} \times 5,4 = 2,31m$$

Et puis de l'équation (1) on détermine la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 5,4 - 2,31 = 3,09m$$

**Zone tendue**

On découpe le voile en bandes la largeur de chaque bande doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes : (la hauteur d'étage 3,06m)

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \rightarrow d \leq \min\left(\frac{306}{2}; \frac{2 \times 309}{3}\right)$$

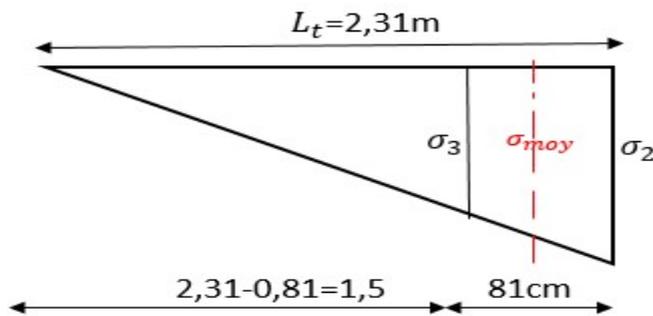
$$d \leq 153cm$$



**Figure VI .5 :** Vue en plan d'un voile en béton armé (Zone tendue)

- **Partie d'about :** de dimensionnés (a×d<sub>1</sub>)=(20cm×81cm)

- **Calcul de la contrainte σ<sub>3</sub>**



$$\left(\frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_3}{L_t - d_1}\right) \Rightarrow (\sigma_3 \cdot L_t = \sigma_2 \cdot (L_t - d_1))$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{5,45 \times (2,31 - 0,81)}{2,31} = 3,54MPa$$

- **Détermination de la force de traction**

La force de traction est donnée par :

$$F_{t1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \times d_1 \times a = \frac{(5,45 + 3,54) \times 10^3}{2} \times 0,81 \times 0,2 = 728,19 \text{KN}$$

- **Détermination des armatures verticales :**

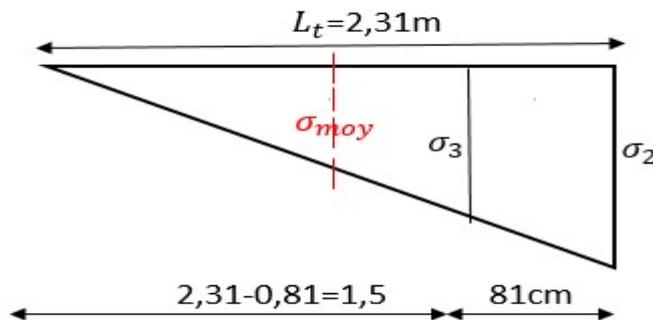
La section d'armatures verticales est donnée par :

$$A_{v1} = \frac{F_{t1}}{\sigma_s} = \frac{728,19 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 18,20 \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \quad (\text{cas de charges accidentelles})$$

On adopte  $2 \times (6T14)$  soit  $2 \times 9,24 = 18,48 \text{cm}^2$  (soit 6T14 par nappe)

• **Partie courante :** de dimensions  $(a \times d_2) = (20 \text{cm} \times 150 \text{cm})$



La force de traction est donnée par :

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3}{2} \times d_2 \times a = \frac{3,54 \times 10^3}{2} \times 1,5 \times 0,2 = 531 \text{KN}$$

- **Détermination des armatures verticales :**

La section d'armatures verticales est donnée par :

$$A_{v2} = \frac{F_{t2}}{\sigma_s} = \frac{531 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 13,28 \text{cm}^2$$

Puisque on a deux nappes d'armatures

$$A_{\text{nappe}} = \frac{A_{v2}}{2} = \frac{13,28}{2} = 6,64 \text{cm}^2$$

On adopte 7T12 soit **9,05cm<sup>2</sup>**

• **Espacement selon le RPA99/V2003 :**

$$S \leq \min(1,5a; 30 \text{cm}) \Rightarrow S \leq \min(1,5 \times 20; 30 \text{cm}) \\ \Rightarrow S \leq 30 \text{cm}$$

On adopte :  $\begin{cases} S = 20 \text{cm} \text{ pour la partie courante} \\ S = 15 \text{cm} \text{ pour la partie d'abouté} \end{cases}$

**Section minimale d'armatures**

Selon le RPA 99/ V2003, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue est donnée

Par :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot (L_t \cdot a) = 0,002 \times 280 \times 20 = 11,2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{abouté}} = 18,48 > A_{\min} = 11,2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{courante}} = 2 \times 9,05 > A_{\min} = 11,2\text{cm}^2$$

### Détermination des armatures horizontale :

La section des aciers horizontaux est donnée par :

$$A_H = \frac{2}{3} A_V = \frac{2}{3} \times 9,05 = 6,033\text{cm}^2$$

On adopte  $A_H=7T14$  soit  $10,78\text{cm}^2$  avec un espacement de  $15\text{cm}$

#### 1. Le diamètre :

$$D \leq a / 10 \text{ (mm)}$$

$$D \leq 200/10$$

$$D \leq 20\text{mm}$$

On adopte :  $D=12\text{mm}$

### VI. 3.6. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins ; on prend donc des épingles de  $\phi 8$ .

#### VI. 3. 6.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

$$\text{-La contrainte de cisaillement est : } \tau_b = \frac{V}{b d} ;$$

$$\text{D'ou : } V = 1,4 V_u$$

Avec ;

$$\left[ \begin{array}{l} V_u : \text{l'effort tranchant à la base du voile.} \\ b_0 : \text{épaisseur de voile.} \\ d : \text{hauteur utile : } d = 0,9h \\ h : \text{hauteur totale de la section brute : } h=306 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 657,73 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,75} = 1,17 \leq 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = 1,69 < 5\text{MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement

**VI. 3. 5. Disposition des armatures :****- Calcul des armatures horizontales :**

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 7T14 avec un espacement de 15 cm

**- Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4 au moins; on prend donc 12 par m<sup>2</sup>.

**- Disposition des armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

**➤ Vérification de  $\sigma_b$  a l'état limite de service :****- Détermination des contraintes a L'ELS :**

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$A = 1,44$$

$$V = 3,25$$

$$I = 2,62$$

$$N = 2446,8 \text{ KN}$$

$$M = 385,541 \text{ KN}$$

**2. Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2446,8}{1,44} + \frac{385,541 \times 3,25}{2,62} = 2177,41 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 2,18 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2446,8}{1,44} - \frac{385,541 \times 3,25}{2,62} = 1220,92 \text{ KN/m}^2 = 1,22 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Max}(\sigma_1; \sigma_2) = 2,18 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile a LELU :

- L'effort normal ultime Nu es donnée comme suite :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$A = 1,44$$

$$V = 3,25$$

$$I = 2,62$$

$$N = 3325,7 \text{ KN}$$

$$M = 537,833 \text{ KN}.$$

- Détermination des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3325,7}{1,44} + \frac{537,833 \times 3,25}{2,62} = 2976,67 \text{ KN/m}^2 = 2,98 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3325,7}{1,44} - \frac{537,833 \times 3,25}{2,62} = 1642,35 \text{ KN/m}^2 = 1,64 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

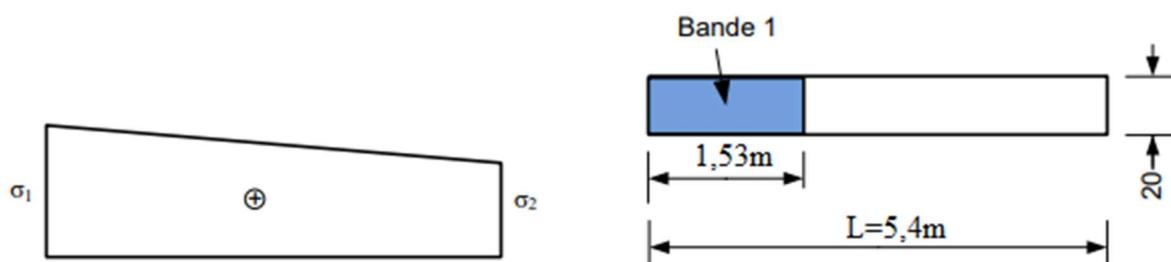
La section du voile est entièrement comprimée :  $L_c = L = 5,4 \text{ m}$

Utilisons la méthode des bandes pour déterminent la longueur de la partie d'about (extrémité)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \rightarrow d \leq \min\left(\frac{306}{2}; \frac{2 \times 540}{3}\right)$$

$$d \leq 153 \text{ cm}$$

Pour la vérification de la stabilité du voile à ELU on adopte une bande de longueur 1,53m a l'extrémité du voile (la zone la plus sollicitée)



Calcul de la contrainte  $\sigma_3$

Et en utilisant le principe des triangles semblables on a

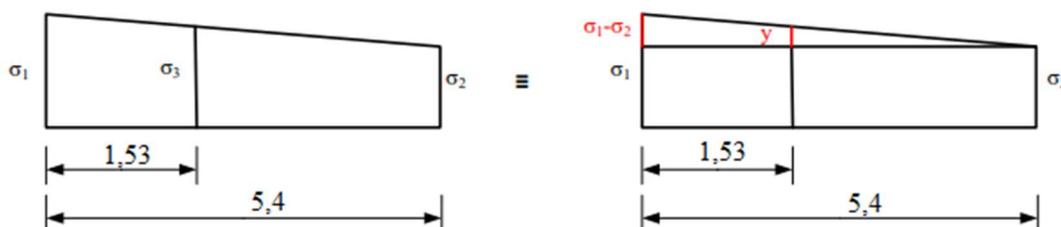


Figure VI .5. Vue en plan d'un voile en béton armé (Zone choisi pour étude)

$$\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L-b} \right) \Rightarrow y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(L-b)}{L}$$

$$y = \frac{(2,98 - 1,64)(5,4 - 1,53)}{5,4} = 0,96$$

$$\sigma_3 = y + \sigma_2 = 0,96 + 1,64 = 2,6 \text{ MPa}$$

L'effort normal ultime appliquée de la bande choisie

$$N_u = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \times b \times a = \frac{(2,98 + 2,6) \times 10^3}{2} \times 1,53 \times 0,2 = 853,74 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime :**

Selon le BAEL91 on a

L'élancement  $\lambda$

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

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0,85 \times L_0 = 0,85 \times 3,06 = 2,60 \text{ m}$  (cas d'un voile rive)

$i$  est le rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$B$ : aire de la section de béton  $B = a \times b = 0,2 \times 1,53 = 0,306 \text{ m}^2$

$I$ : moment d'inertie de la section  $I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{1,53 \times 0,2^3}{12} = 0,00102 \text{ m}^4$  (l'inertie par rapport l'axe xx)

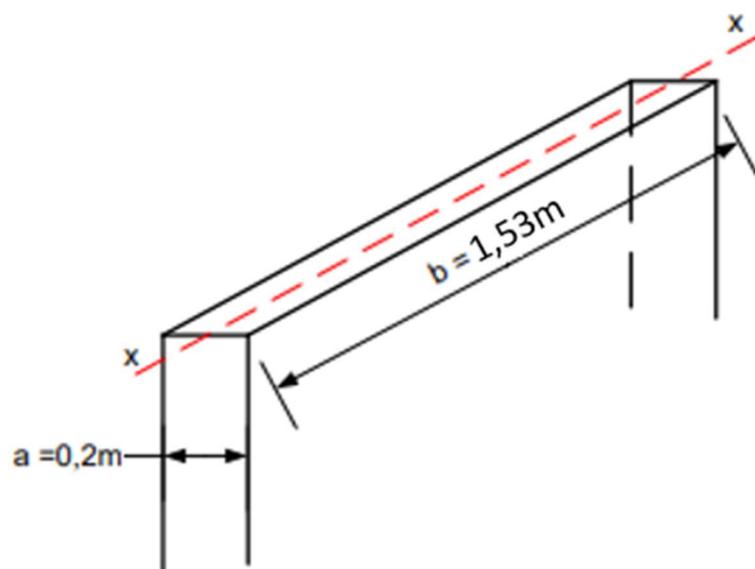


Figure VI .6. Vérification du flambement par rapport à l'axe xx

Donc le rayon de giration est :

$$i = \sqrt{\frac{0,00102}{0,306}} = 0,058\text{m}$$

L'élanement  $\lambda$

$$\lambda = \frac{2,6}{0,058} = 44,83$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{44,83}{35} \right)^2} = 0,64$$

Pour une section rectangulaire ( $a \times b$ ) une aire réduite vaut

$$B_r = b.(a - 2cm) = 1,53 \times (0,2 - 0,02) = 0,28 \text{ m}^2$$

L'effort normal ultime  $N_{ultim}$  est donnée comme suit :

$$N_{ultim} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,64 \left[ \frac{0,28 \times 25 \times 10^3}{0,9 \times 1,5} \right] = 3318,52 \text{ KN}$$

$A_s=0$  (la section du voile est entièrement comprimée)

On a

$$(N_U = 853,74 \text{ KN}) < (N_{ultim} = 3318,52 \text{ KN})$$

Pas de risque d'instabilité vis-à-vis du flambement.

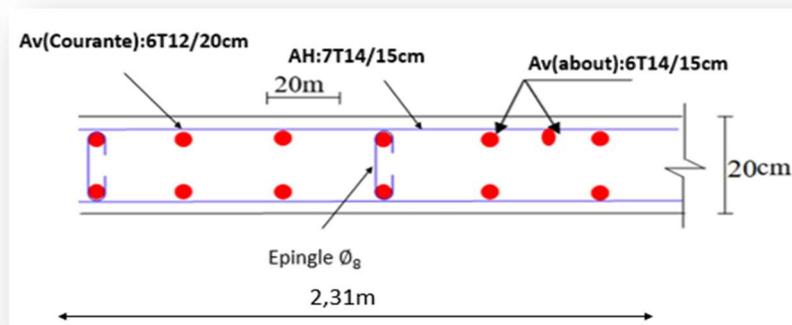


Figure VI .7 : Ferrailage voile contreventement

## **Chapitre VII**

*Etude de l'infrastructure*



**VII.1. voiles périphériques :**

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) .
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important.

**VII.1.1. Détermination des sollicitations :**

a) Poids propre du voile périphérique :

$$P_p = \gamma_b \times V_b \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 25\text{KN/m}^2 \\ V_b = 1 \times h \times e \end{cases}$$

h : la hauteur de voile ;

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 3,98 \times 0,2 = 0,796\text{m}^3$$

$$P_p = 25 \times 0,796 = 19,9\text{KN}$$

a) **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N_u = 1,35 \times 19,9 = 26,87\text{KN}$$

b) **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N_{\text{ser}} = 19,9 = 19,9\text{KN}$$

c) **Calcul de poussée de terre:**

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

h : hauteur du voile

$\gamma$  : Masse volumique des terres.

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

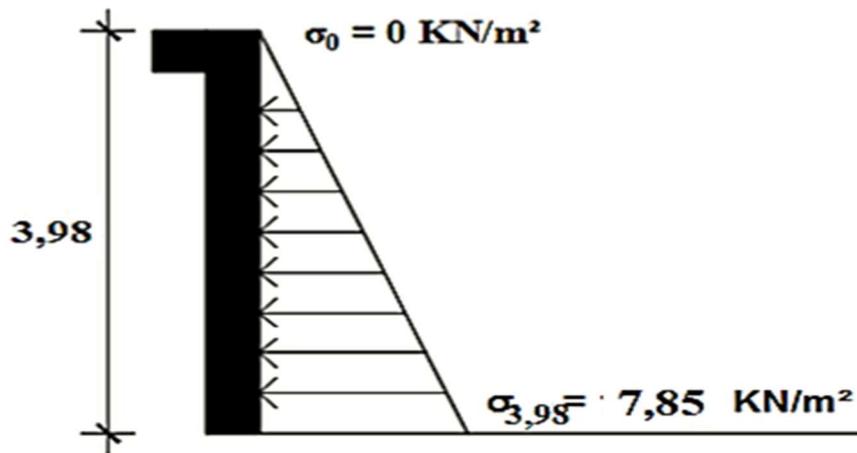
$$\text{Avec : } \delta = \frac{3}{2}\varphi ; \varphi = 35^\circ (\delta : \text{frottement mur /sol})$$

$$K_p = 0,247.$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

d) **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_p \times h \times \gamma \Rightarrow \begin{cases} h = 0\text{m} \Rightarrow \sigma_0 = 0\text{KN/m}^2 \\ h = 3,98\text{m} \Rightarrow \sigma_1 = 7,85\text{KN/m}^2 \end{cases}$$



**Figure VII .1.** Schéma des contraintes de voile périphérique

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{0 + 7,85}{2} = 3,93 \text{ KN / m}^2$$

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\overline{q_u} = 1,35 \times q = 1,35 \times 3,93 = 5,31 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \overline{q_u} \times 1\text{m} = 5,31 \times 1 = 5,31 \text{ KN/m}$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\overline{q_{ser}} = q = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1\text{m} = 3,93 \text{ KN/m}$

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho(v)) \text{ et } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$v : \text{coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'état limite ultime (béton fissuré)} \\ v = 0,2 \text{ à l'état limite de service (béton non fissuré)} \end{cases}$$

ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,98}{5,6} = 0,71 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0671 \times 5,31 \times (3,98^2) = 5,64 \text{KN.m} \\ M_y^u = 0,4471 \times 5,64 = 2,52 \text{KN.m} \end{cases}$$

ELS :

**Tableau VII.1.** récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

		Sens x-x		Sens y-y	
		Travée	Appui	Travée	Appui
Moments	ELUR	4,79	2,82	2,14	1,26
	ELS	3,87	1,26	2,23	1,35

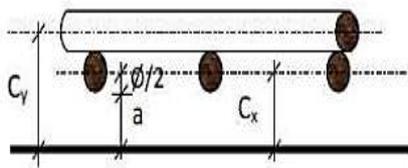
**VII.1.2. ferrailage voile périphérique :**

Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable=2cm.

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 1\text{cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varphi}{2} \\ C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5\text{cm} \\ C_y = 3,5\text{cm} \end{cases}$$



**Figure VII .2.** Enrobage

Les hauteurs utiles

$$\begin{cases} d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5\text{cm} \\ d_y = h - C_x = 20 - 3,5 = 16,5\text{cm} \end{cases}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h \times d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h \times d; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

**⚠ Remarque :**

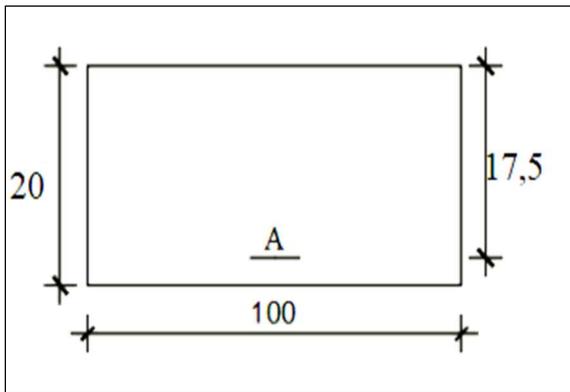
Le ferrailage en appui et en travée est le même. on va prendre le moment maximal (moment en travée).

➤ **Sens x-x :**

Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 4,79 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :



**Figure VII.3.** Section de calcul travée x-x

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4,79 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,014$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4,79 \times 10^3}{348 \times 0,994 \times 17,5} = 0,79 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 2 \text{cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{RPA}}) \rightarrow A = \text{Max}(0,79 \text{cm}^2; 1,6 \text{cm}^2; 2 \text{cm}^2) \rightarrow A = 2 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :  $\begin{cases} 5T12/ml \Rightarrow A = 5,65\text{cm}^2/ml \\ St = 20\text{cm} \end{cases}$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^s = 3,87\text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,848$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,848 \times 17,5 = 29,66$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,66\text{cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A (d - Y_1)^2 = 17345,52\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{3,87 \times 10^3}{17345,52} = 0,22 \Rightarrow K = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,04\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 42,37\text{MPa}$$

Contrainte admissibles :

Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_c; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,04\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 46,40\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

➤ **Sens Y-Y :**

Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 2,14\text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

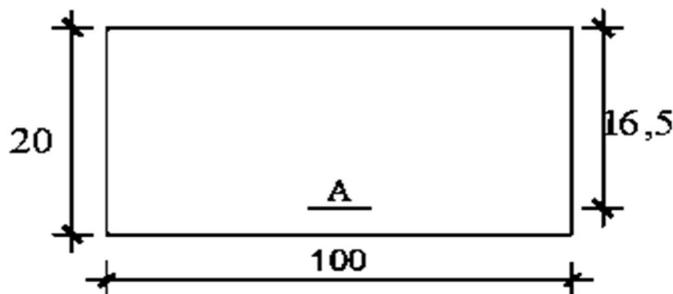


Figure VII.4. Section de calcul de travée y-y

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2,14 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,0055$$

$$\mu = 0,0055 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \quad \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,014$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,994$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2,14 \times 10^3}{348 \times 0,994 \times 16,5} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{RPA}}) \rightarrow A = \text{Max}(0,37 \text{ cm}^2; 1,6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 5T12/\text{ml} \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^S = 2,23 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,848$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,848 \times 16,5 = 27,97$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A (d - Y_1)^2 = 15241,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{2,23 \times 10^3}{12622,39} = 0,18 \Rightarrow K = 0,18$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 32,37 \text{ MPa}$$

Contrainte admissibles :

$$\text{Fissuration préjudiciable } \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_c; 110\sqrt{\eta \times f_{28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 31,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. Useront maintenues}$$

Tableau VII.2. Ferrailage du voile périphérique

Sens	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{minRPA}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	choix	$A_{adopte}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement [cm]
X-X	0,79	1,6	2	5T12	5,65	20
Y-Y	0,37	1,6	2	5T12	5,65	20

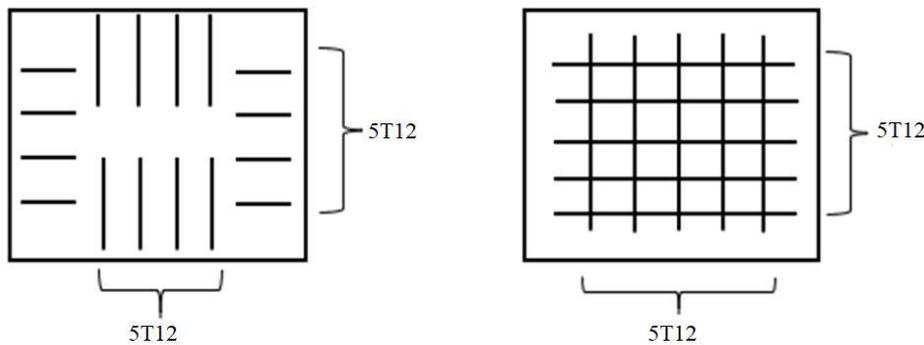


Figure VII.5. Ferrailage du voile périphérique

VII.2. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui ont pour fonction principale de distribuer le poids du bâtiment sur le sol de façon uniforme et d'assurer sa stabilité. Elles doivent être conçues pour supporter les charges de la superstructure.

Une fondation sert à réaliser l'encastrement de la structure, la bonne répartition des charges et limiter les tassements du sol.

• **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- Coté économique de l'infrastructure (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à

$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$  ; il est nécessaire de prévoir en premier lieu des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

• **Les combinaisons d'action :**

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow [\text{RPA99/2003/A.10.1.4.1}]$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases} \rightarrow [\text{DTR/A.2.3.3.1}]$$

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50% de la surface totale du bâtiment** :

(Surface<sub>semelle</sub> / Surface<sub>bâtiment</sub> < 50 %).

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U} : N_U = 53127,02 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 38782,1 \text{ KN}$$

- **Surface semelle :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 38782,1$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38782,1}{150} = 258,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale de la semelle} : S_{\text{semelle}} = 258,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment} : S_{\text{bâtiment}} = 238,6 \text{ m}^2 \text{ (géométriques)}$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui entraîne **leur chevauchement**. Donc le type de fondation adopté pour notre structure est « **Le radier général** ».

### VII.2.1 Le radier général :

#### • Définition :

Un radier général est une fondation en béton armé qui s'étend sur toute la surface de l'emprise d'un bâtiment, répartissant uniformément les charges sur le sol pour éviter les tassements différentiels.

#### • Calcul du radier :

Un radier est une semelle unique de très grande dimension supportant toute la construction et calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

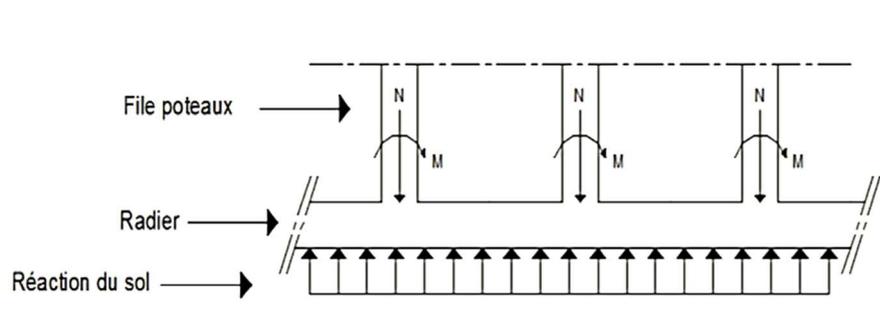


Figure VII.6. Schéma statique du radier général.

### VII.2.2. Pré dimensionnement du radier :

#### a) Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 38782,1$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{38782,1}{150} = 258,55 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier,

On prend un débord «  $D = 100 \text{ cm}$  » de chaque côté dans les deux directions, ce qui nous permet d'obtenir une surface «  $S_{radier} = 66 \times 1 + 238,6 = 304,6 \text{ m}^2$  »

#### b) Calcul de l'épaisseur du radier :

Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$$V_u: \text{ Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU : } V_u = \frac{Q}{L} \times 2$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m :  $L = 5,3\text{m}$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{53127,02}{304,6} = 174,42 \text{ KN/m}^2 \text{ par ml ;}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \Rightarrow V_u = \frac{174,42 \times 5,3}{2} = 462,21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{462,21 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31 \text{ m}$$

### c) Condition de cisaillement :

$$L = 530 \text{ m}$$

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 21,2 \text{ cm} \leq d \leq 26,5 \text{ cm} \Rightarrow d = 25$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}, \text{ On prend } h = 40 \text{ cm} \text{ et } d = 35 \text{ cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier  $h_t = 40 \text{ cm}$

### d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad 58,88 \leq h \leq 88,33$$

$$\text{Donc on prend : } h = 80 \text{ cm} \quad d = 72 \text{ cm ; } b = 45 \text{ cm}$$

#### • Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)] = 25 \times [(0,4 \times 304,6) + (0,8 \times 0,45 \times 127,05)] = 4189,45 \text{ KN}$$

$$E.L.S : N_{\text{serT}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 38782,1 + 4189,45 = 42971,55 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{42971,55}{304,06} = 141,33 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

#### - La longueur élastique :

$$\text{La longueur élastique de la poutre est donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre : } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,45 \times 0,8^3}{12} = 0,0192 \text{ m}^3$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 0,45 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } K = 500 \text{ t/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,3 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,042 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

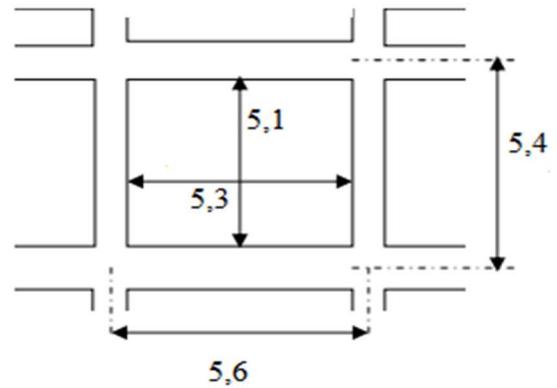
$L_{max}$  : la longueur maximale entre nus des poteaux.  
 Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

• **Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

- **Poids unitaire du radier :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{53127,02}{304,06} = 174,73 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 164,73 \text{KN/m}^2$$



Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 164,73 \text{KN/m}^2$$

- Ferrailage du radier :

- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

**1 ère cas :**

Si :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$  La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,3 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_0 = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

**2 ème cas :**

Si :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

- **Calcul du panneau le plus sollicité**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,1}{5,3} = 0,96 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,96 \quad \Rightarrow \mu_x = 0,0401 \quad ; \quad \mu_y = 0,9092$$

Les moments :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0401 \times 164,73 \times 5,1^2 = 171,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,9092 \times 171,81 = 156,21 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

#### Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 146,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{146,04 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,080 \quad \Rightarrow \beta = 0,958 \quad ; \quad \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{146,04 \times 10^3}{0,958 \times 36 \times 348} = 12,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T14 cm<sup>2</sup>/ml, A<sub>s</sub> = 12,32 cm<sup>2</sup>/ml ; S<sub>t</sub> = 12 cm.

#### Sens y :

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 117,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{117,16 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,064 \quad \Rightarrow \beta = 0,967 \quad ; \quad \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{117,16 \times 10^3}{0,967 \times 36 \times 348} = 9,67 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 cm<sup>2</sup>/ml, A<sub>s</sub> = 10,78 cm<sup>2</sup>/ml ; S<sub>t</sub> = 15 cm.

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 171,81 = 85,91 \text{ KN.m}$$

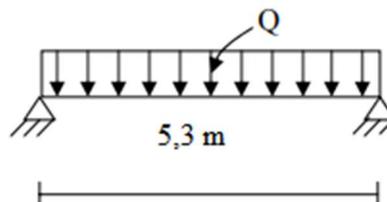
$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85,91 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,046 \quad \Rightarrow \beta = 0,976 \quad ; \quad \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{85,91 \times 10^3}{0,976 \times 36 \times 348} = 7,018 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T14/ml cm<sup>2</sup>/ml, A<sub>s</sub> = 7,7 cm<sup>2</sup>/ml ;  
cm.

Suite de ce calcul ; on adopte le même ferrailage  
tous les panneaux du radier.



S<sub>t</sub> = 20

pour

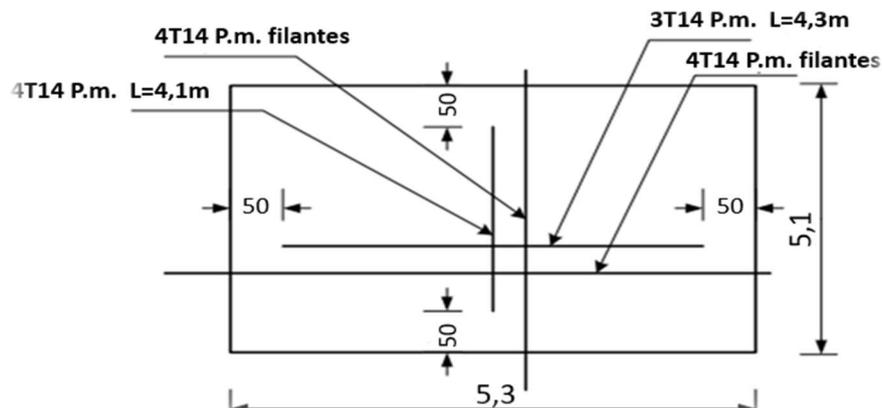


Figure VII.7 : Armature supérieurs ( en travée).

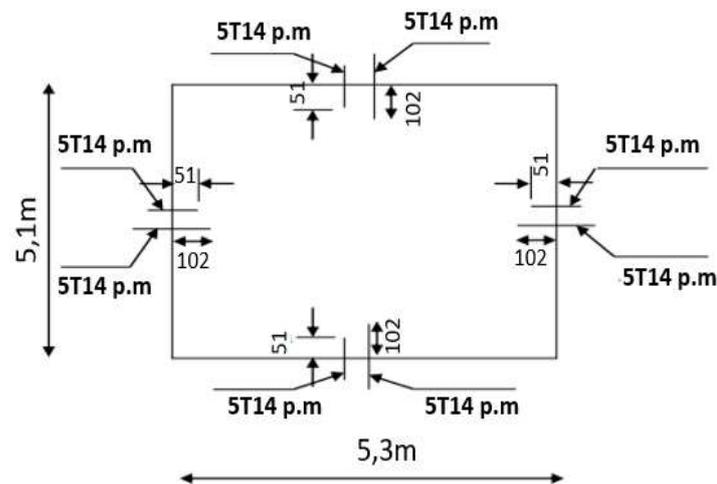


Figure VII.8 : Armature inférieure (en appuis)

### VII.2.3. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- **Calcul de la charge Q :**

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,8 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Revtment}} = 1,16 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Remblai}} = 18 \times 1,25 = 22,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{rad} = 20 + 3,75 + 1,16 + 22,5 = 47,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 127,55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{rad} = 80,14 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens Longitudinal (x) :**

Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} \right] = \frac{80,14}{2} \times \left[ \left( 1 - \frac{5,1^2}{3 \times 5,3^2} \right) \times 5,1 + \left( 1 - \frac{4,5^2}{3 \times 5,3^2} \right) \times 4,5 \right]$$

$$= 278,09 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{278,09 \times 5,3^2}{8} = 976,44 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 829,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{829,98 \times 10^3}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,25 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,25 \Rightarrow \beta = 0,854 \quad ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{829,98 \times 10^3}{0,854 \times 72 \times 348} = 38,79 \text{ cm}^2$$

On adopte  $\begin{cases} 1^{ere}: 4T25 \\ 2^{eme}: 4T20 \rightarrow A = 44,78 \text{ cm} \\ 3^{eme}: 4T20 \end{cases}$

- **En appui**

**Tableaux VII.3** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal

	Intermédiaire	Rive
<b>M<sub>a</sub></b>	0,5M <sub>0</sub> = 488,22KN.m	0,3M <sub>0</sub> = 292,93KN.m
<b>μ → β</b>	0,148 ⇒ 0,954	0,088 ⇒ 0,954
<b>A<sub>s</sub></b>	20,42cm <sup>2</sup>	12,25cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>adoptée</sub></b>	4T20+4T16=20,61cm <sup>2</sup>	4T20=12,57cm <sup>2</sup>

- **Sens transversal (y) :**

Calcul de Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 5,1 \times 80,14 = 272,48 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{272,48 \times 5,1^2}{8} = 885,9 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 753,02 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{753,02 \times 10^3}{45 \times 72^2 \times 14,17} = 0,23 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,23 \Rightarrow \beta = 0,867 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{753,02 \times 10^3}{0,867 \times 72 \times 348} = 34,66 \text{cm}^2$$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} 4T20 \\ 4T20 \\ 4T20 \end{array} \right. \Rightarrow A = 37,71 \text{cm}^2$

- En appuis

**Tableaux VII.4** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal

	Intermédiaire	Rive
$M_a$	$0,5M_0 = 442,95 \text{KN.m}$	$0,3M_0 = 265,77 \text{KN.m}$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,134 \Rightarrow 0,928$	$0,0804 \Rightarrow 0,958$
$A_s$	$19,05 \text{cm}^2$	$11,07 \text{cm}^2$
$A_{\text{adoptée}}$	$4T20+4T16=20,61 \text{cm}^2$	$4T16+2T16=12,06 \text{cm}^2$

#### VII.2.4. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $ha \geq 2(80 - 0,1fe) = 80 \text{cm}$   
 Dans notre cas  $ha=80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (80 \times 45) \text{cm}^2$

On a :  $A_{SP} = 3 \times 2(b_0 + h) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{SP} = 3 \times 2(0,8 + 0,45) = 7,5 \text{m}^2$

On adopte : 4T16Fil ; A = 8,04 cm<sup>2</sup>.

Les vérifications :

Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{80,14 \times 5,1}{2} = 204,36 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{204,36 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,67 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{Mpa}\} = 3,25 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{80}{35}; \frac{45}{10}; 1,4\right) = 1,4 \text{mm.}$$

on adopte:  $\Phi_t = 12 \text{mm.}$

• Calcul des espacements : (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(20; 14,4) \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

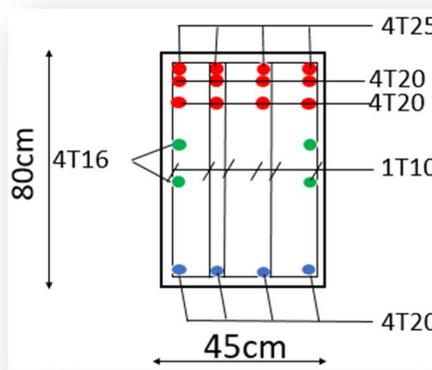
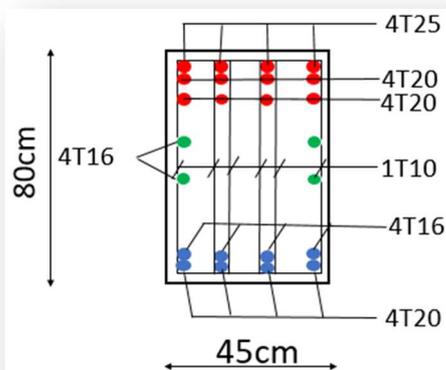
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T8, A = 2,01cm<sup>2</sup>.

$$\frac{2,01 \times 400}{45 \times 15} = 1,19 \text{MPa} > 0,4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens X

Intermédiaire

Rive



Sens-Y

Intermédiaire

Rive

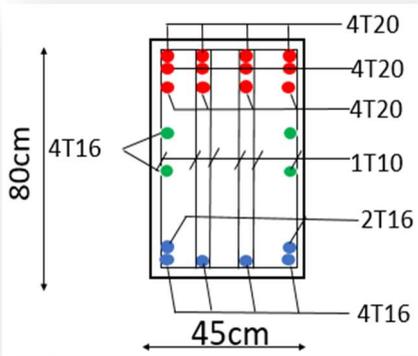
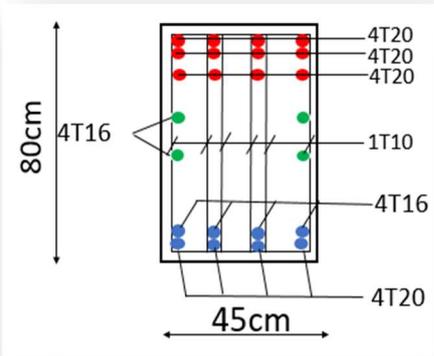


Figure VII.9 : Ferrailage des poutres de libages

## ■ *Conclusion générale*

## Conclusion général

---

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme l'ETABS. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage. Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une :

- Structure de bonne stabilité.
- Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

■ *Références bibliographiques*

**Règlements :**

1. Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003"
2. Béton armé aux états limite "BAEL 91"
3. Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2
4. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93
5. norme française (NF – P82 – 209)

**Livres:**

6. Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougin
7. Calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI
8. Le béton armé aux états limites M.BELAZOUGUI
9. Construire parasismique (Milan Zacek)
10. Précis de calcul béton armé (H.Renaud & J.Lamirault)
11. Mémoires de fin d'étude

**Cours :**

12. Cour Béton armé Génie Parasismique ( Master II)

**Logiciels:**

13. Logiciel d'analyse des structures ETABS 6.9.1
14. WORD
15. EXCEL
16. Paint (Traitement les images)
17. Power point (Présentation)
18. RDM 6



## *Annexes*

