



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

***République Algérienne Démocratique et Populaire***

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*

# **Mémoire de fin d'étude**

*En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil*

*Option : Matériaux et Structures (M & S)*

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment en (R+5+3Entre Sols) à  
usage d'habitation et service contreventé par un  
système mixte*

*(voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

M.AOUARTILANE Massinissa

M.OULD AMARA Yassine

**Encadré par :**

M.SERIKMA Mourad

**Members de jury:**

M.BOUZEROURA

M. BENYESSAD

**Juin 2017**

## *REMERCIEMENTS*

*Tout d'abord, nous tenons à remercier الله , le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadrant **Mr. SERIKMA Mourad** pour son soutien permanent, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long du projet.*

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions également tous les membres du jury pour l'honneur qu'il nous feront en jugeant notre travail.*

*Nos remerciements également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère.

Mon père.

Mes chers frères et sœurs, et surtout Said qui nous a énormément aidé

A toute la famille.

Tous ceux qui me sont chers et à tout mes amis.

Et à toute la promotion du génie civil 2016/2017.

***OULD AMARA Yassine***

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère.

Mon père.

Mes chers frères et sœurs, et surtout Fahim qui nous a énormément aidé.

A toute la famille.

Tous ceux qui me sont chers et à tout mes amis.

Et à toute la promotion du génie civil 2016/2017.

***AOUARTILANE Massinissa***

## Symboles et notation

---

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**C<sub>7</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale.

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>t</sub>** : la flèche totale.

**Δf<sub>t adm</sub>** : la flèche admissible.

**G** : Action permanente.

**H** : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

## Symboles et notation

---

**$I_{gv}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : moment isostatique.

**$M_i$**  : Moment à l'appui  $i$ .

**$M_g$  et  $M_d$**  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**$M_j$**  : Moment correspondant à  $j$ .

**$M_g$**  : Moment correspondant à  $g$ .

**$M_q$**  : Moment correspondant à  $q$ .

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N$**  : Effort normale du aux charges verticales.

**$R$**  : coefficient de comportement global.

**$S$**  : Section, surface

**$St$**  : Espacement des armatures.

**$V$**  : Effort tranchant.

**$T_2$**  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**$W$**  : poids propre de la structure.

**$W_{qi}$**  : Charges d'exploitation.

**$X, Y$  et  $Z$**  : Coordonnées en général.

**$b_0$**  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**$d$**  : Hauteur utile.

**$e$**  : Excentricité, épaisseur.

**$f$**  : Flèche.

**$f_{bu}$**  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.

## Symboles et notation

---

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

**$F_{cj}$** : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

**$F_{tj}$** : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

**$h_t$** : hauteur total du radier (m).

**$h_n$** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**$\sigma_b$**  : Contrainte de compression du béton.

**$\sigma_s$**  : Contrainte de compression dans l'acier

**$\nu$**  : Coefficient de poisson

**$\sigma_j$**  : Contrainte correspondant à j.

**$\sigma_g$**  : Contrainte correspondant à g.

**$\sigma_q$**  : Contrainte correspondant à q.

**$\gamma_b$**  : coefficient de sécurité.

**$\gamma_s$**  : coefficient de sécurité.

**$\phi$**  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

**$\sigma_{adm}$**  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**$q$**  : chargement KN/ml..

**$\tau_{ultim}$** : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

**$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement (MPa).

**$\eta$**  : Facteur d'amortissement.

**$\beta$**  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**$\mu_l$**  : Moment réduit limite.

**$\mu_u$**  : Moment ultime réduit.

**$\lambda_i$**  : Coefficient instantané.

**$\lambda_v$**  : Coefficient différé.

## Table des matières

### Introduction Générale

#### Chapitre I : Généralités

1. Introduction .....	1
2. Présentation de l'ouvrage .....	1
3. Caractéristiques géométrique .....	2
4. Règlements et normes utilisés .....	2
5. Les matériaux utilisés.....	2

#### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

1. Introduction .....	7
2. Les planchers .....	7
3. Les poutres .....	8
4. Plancher dalle pleine .....	9
5. Les voiles .....	10
6. Les poteaux .....	11
7. Evaluation des charges et surcharges .....	11
8. Descente de charges .....	17
9. Conclusion.....	25

#### Chapitre III : Etude Des Eléments non structuraux

1. Etude des planchers .....	26
2. Etude des dalles pleines .....	53
3. Etude des escaliers.....	66
4. Etude de la poutre de chainage .....	86
5. Etude de l'acrotère .....	88

#### Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction .....	95
2. Méthodes de calcul.....	95
3. Description du logiciel SAP 2000.19 .....	100



## Table des matières

---

4. Disposition des voiles.....	101
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 .....	101
6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.19 .....	101
7. Conclusion.....	108

### **Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux**

1. Introduction .....	109
2. Ferrailage des poteaux.....	109
3. Ferrailage des poutres .....	117
4. Vérification des zones nodales .....	128
5. Ferrailage des voiles .....	130
6. Conclusion .....	137

### **Chapitre VI : Etude des fondations**

1. Introduction .....	138
2. Choix du type de fondation .....	138
3. Combinaisons d'actions à considérer .....	138
4. Etude des fondations .....	139
5. Etude du voile périphérique .....	153
6. Conclusion .....	157

### **Conclusion Générale**

### **Bibliographie**

### **Annexes**

### **Plans de la structure**

## Table des Figures

<b>Figure I.1.</b> Plan de situation .....	1
<b>Figure I.2.</b> Vue de l'ensemble du bâtiment .....	2
<b>Figure I.3.</b> Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	4
<b>Figure II.1.</b> Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	8
<b>Figure II.2.</b> Voile avec deux abouts.....	10
<b>Figure II.3.</b> Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible .....	11
<b>Figure II.4.</b> Coupe transversale dans le plancher étage courant .....	11
<b>Figure II.5.</b> Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine .....	13
<b>Figure II.6.</b> Coupe transversale des murs extérieurs et intérieurs .....	13
<b>Figure II.7.</b> Plan de disposition des poutrelles.....	17
<b>Figure II.8.</b> Poteau "P1" de la descente de charges.....	18
<b>Figure II.9.</b> Section brute(Br) .....	23
<b>Figure III.1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées .....	27
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées .....	27
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées .....	28
<b>Figure III.4.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées .....	28
<b>Figure III.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	52
<b>Figure III.6.</b> Panneau de dalle pleine.....	53
<b>Figure III.7.</b> Section de la dalle pleine à ferrailé .....	54
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis .....	58
<b>Figure III.9.</b> Panneau de dalle sur 3 appuis .....	58
<b>Figure III.10.</b> Section de la dalle pleine à ferrailé .....	59
<b>Figure III.11.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	61
<b>Figure III.12.</b> Dalle pleine sur 2 appuis .....	62
<b>Figure III.13.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis .....	64
<b>Figure III.14.</b> Dalle pleine sur un seul appui .....	64
<b>Figure III.15.</b> Schéma statique de la dalle sur un seul appui .....	64
<b>Figure III.16.</b> Section de la dalle pleine à ferrailé.....	65
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de la dalle type 1 .....	66
<b>Figure III.18.</b> Schéma de ferrailage de la partie 1 .....	70
<b>Figure III.19.</b> Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier .....	73

## Table des figures

---

<b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	77
<b>Figure III.21.</b> Schéma de l'escalier basculé.....	79
<b>Figure III.22.</b> Schéma statique de la première volée .....	79
<b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage de la première volée .....	82
<b>Figure III.24.</b> Schéma de ferrailage de la deuxième volée .....	83
<b>Figure III.25.</b> Schéma statique de la troisième volée .....	84
<b>Figure III.26.</b> Schéma de ferrailage de la troisième volée .....	86
<b>Figure III.27.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	88
<b>Figure III.28.</b> Section à ferrailer .....	92
<b>Figure III.29.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible) .....	94
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse .....	99
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles de contreventement.....	101
<b>Figure V.1.</b> Section d'un poteau .....	114
<b>Figure V.2.</b> Réduction des sections des poteaux .....	116
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage des poutres principales RDC et 1 <sup>er</sup> étage .....	128
<b>Figure V.4.</b> Schéma de la zone nodale.....	128
<b>Figure V.5.</b> Repérage des voiles.....	132
<b>Figure V.6.</b> Schéma d'un voile plein.....	132
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx1 .....	136
<b>Figure VI.1.</b> Schéma d'une semelle isolée .....	139
<b>Figure VI.2.</b> Schéma d'une semelle filante .....	140
<b>Figure VI.3.</b> Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau .....	143
<b>Figure VI.4.</b> Charges agissantes sur la poutre de rigidité .....	144
<b>Figure VI.5.</b> Schéma statique d'une poutre à deux travées .....	145
<b>Figure VI.6.</b> Schéma statique de la poutre de rigidité.....	146
<b>Figure VI.7.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité .....	148
<b>Figure VI.8.</b> Schéma de ferrailage des longrines .....	151
<b>Figure VI.9.</b> Voile périphérique .....	153
<b>Figure VI.10.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	156

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau I.1.</b> $f_e$ en fonction de la nuance d'acier .....	5
<b>Tableau I.2.</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	6
<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers .....	11
<b>Tableau II.2. :</b> Evaluation des charges d'une partie terrasse (accessible) .....	12
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine .....	13
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs .....	14
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers .....	14
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3 .....	15
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 .....	15
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 .....	16
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 .....	16
<b>Tableau II.10.</b> Le calcul des surfaces pour chaque niveau .....	18
<b>Tableau II.11.</b> Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau $P_1$ .....	19
<b>Tableau II.12.</b> La loi de dégression pour le poteau $P_1$ .....	19
<b>Tableau II.13.</b> Evaluation des charges « G » pour le poteau .....	19
<b>Tableau II.14.</b> L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau .....	22
<b>Tableau II.15.</b> Vérification de la résistance (compression simple) .....	23
<b>Tableau II.16.</b> Vérification au flambement .....	24
<b>Tableau II.17.</b> Pré vérification de l'effort normal réduit .....	25
<b>Tableau III.1.</b> Les Types de poutrelles .....	29
<b>Tableau III.2.</b> Combinaisons d'action .....	30
<b>Tableau III.3 :</b> Les moments isostatiques max en travées .....	31
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) .....	34
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) .....	34
<b>Tableau III.6.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) .....	37
<b>Tableau III.7.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) .....	38
<b>Tableau III.8.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) .....	38
<b>Tableau III.9.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) .....	38
<b>Tableau III.10.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) .....	39
<b>Tableau III.11.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1 ) .....	39
<b>Tableau III.12.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) .....	39
<b>Tableau III.13.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type2) .....	39

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau III.14.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) .....	40
<b>Tableau III.15.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) .....	40
<b>Tableau III.16.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1) .....	40
<b>Tableau III.17.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1) .....	40
<b>Tableau III.18.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) .....	40
<b>Tableau III.19.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) .....	41
<b>Tableau III.20.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) .....	41
<b>Tableau III.21.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) .....	41
<b>Tableau III.22.</b> Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étages courants .....	50
<b>Tableau III.23.</b> Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant .....	51
<b>Tableau III.24.</b> Le ferrailage des différentes poutrelles .....	51
<b>Tableau III.25.</b> Schéma de ferrailage des différentes poutrelles .....	52
<b>Tableau III.26:</b> Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis .....	56
<b>Tableau III.27:</b> vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	57
<b>Tableau III.28:</b> calcul des sollicitations.....	59
<b>Tableau III.29:</b> calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	59
<b>Tableau III.30:</b> vérification des contraintes .....	60
<b>Tableau III.31:</b> le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis .....	62
<b>Tableau.III.32.</b> Calcul du ferrailage de la dalle du balcon .....	65
<b>Tableau.III.33.</b> vérification des contraintes .....	65
<b>Tableau III.34.</b> Ferrailage de la partie AB de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis .....	68
<b>Tableau III.35.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	70
<b>Tableau III.36.</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier .....	70
<b>Tableau III.37 :</b> Résultats de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie .....	71
<b>Tableau III.38 :</b> Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier .....	73
<b>Tableau III.39.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	74
<b>Tableau III.40.</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis .....	74
<b>Tableau III.41.</b> Calcul à l'ELS .....	78
<b>Tableau. III.42.</b> d'armatures de la première volée Section.....	80
<b>Tableau. III.43.</b> Calcul et vérification de la contrainte dans le béton .....	81
<b>Tableau. III.44.</b> Évaluation de la flèche pour la première volée.....	81
<b>Tableau. III.45.</b> Évaluation de la flèche après augmentation de la section de ferrailage .....	81

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau. III.46.</b> Section d'armatures de la deuxième volée .....	82
<b>Tableau.III.47.</b> Calcul et vérification de la contrainte dans le béton .....	83
<b>Tableau .III.48.</b> Section d'armatures de la première volée .....	84
<b>Tableau.III.49.</b> Calcul et vérification de la contrainte dans le béton .....	85
<b>Tableau.III.50.</b> Section d'armatures de la poutre de chainage.....	87
<b>Tableau III.51.</b> Charge permanente revenant à l'acrotère .....	89
<b>Tableau III.52.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère .....	90
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	96
<b>Tableau. IV.2.</b> Valeurs spectrales .....	100
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de la résultante des forces .....	101
<b>Tableau IV.4.</b> Périodes et taux de participation .....	102
<b>Tableau IV.5.</b> Modes de déformation.....	102
<b>Tableau IV.6.</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles .....	104
<b>Tableau IV.7.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles .....	104
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	105
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification des déplacements .....	106
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	107
<b>Tableau V.1.</b> Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	110
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	111
<b>Tableau V.3.</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	111
<b>Tableau V.4.</b> Les armatures transversales adoptées pour les poteaux .....	112
<b>Tableau V.5.</b> Justification de l'effort normal réduit .....	113
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	114
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	115
<b>Tableau V.8.</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	117
<b>Tableau V.9.</b> Les sollicitations dans les poutres.....	119
<b>Tableau V.10.</b> Les armatures longitudinales dans les poutres .....	120
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	122
<b>Tableau V.12.</b> Vérification au cisaillement.....	122
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton .....	122
<b>Tableau V.14.</b> Vérification à la flèche .....	123

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau V.15.</b> Sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires .....	124
<b>Tableau V.16.</b> Moments résistant dans les poteaux .....	129
<b>Tableau V.17.</b> Moments résistants dans les poutres .....	129
<b>Tableau V.18.</b> Vérification des zones nodales.....	129
<b>Tableau V.19.</b> Récapitulation des efforts dans les voiles.....	133
<b>Tableau V.20.</b> sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tout les niveaux .....	134
<b>Tableau V.21.</b> sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tout les niveaux .....	135
<b>Tableau V.22.</b> sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tout les niveaux .....	135
<b>Tableau VI.1.</b> Sollicitations agissant sur la poutre de rigidité .....	147
<b>Tableau VI.2.</b> Ferrailage de la poutre de rigidité .....	147
<b>Tableau VI.3.</b> Ferrailage longitudinal des longrines .....	151
<b>Tableau VI.4.</b> Tableau de ferrailage .....	155
<b>Tableau VI.5.</b> Résultats de calcul et vérification à l'ELS .....	155

# INTRODUCTION



---

# Introduction générale

---

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Ces constructions, sont sans doute souvent menacées par les catastrophes naturelles, parmi lesquelles on distingue les secousses sismiques, un phénomène imprévisible qui se produit par le mouvement des plaques tectoniques qu'on ne peut ni prévoir ni contrôler ; Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, ils assurent donc, la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement en cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment à usage d'habitation composé de trois entres sols avec un mur adossé d'un seul côté, d'un rez-de-chaussée, et de cinq étages conformément aux règlements de construction algériens.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres:

- Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux .
- Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP2000 V19.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP2000V19.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale.

# Chapitre I

## I.1. Introduction :

L'étude d'un projet en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions de se projet à étudier.

## I.2. présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude et un bâtiment (R+5 +3 entre sol) à usage d'habitation, Classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

D'après les essais de pénétrömètre dynamique le sol est homogène et constitué essentiellement des schistes friables compacts.

Cet ouvrage est implanté dans la commune Oued Ghir promotion immobilière à Ibachiren, wilaya de Bejaia classé comme zone de moyenne sismicité (*zone IIa*), le site catégorie S2 selon RPA 99 version 2003. Le site se trouve sur un terrain en pente.

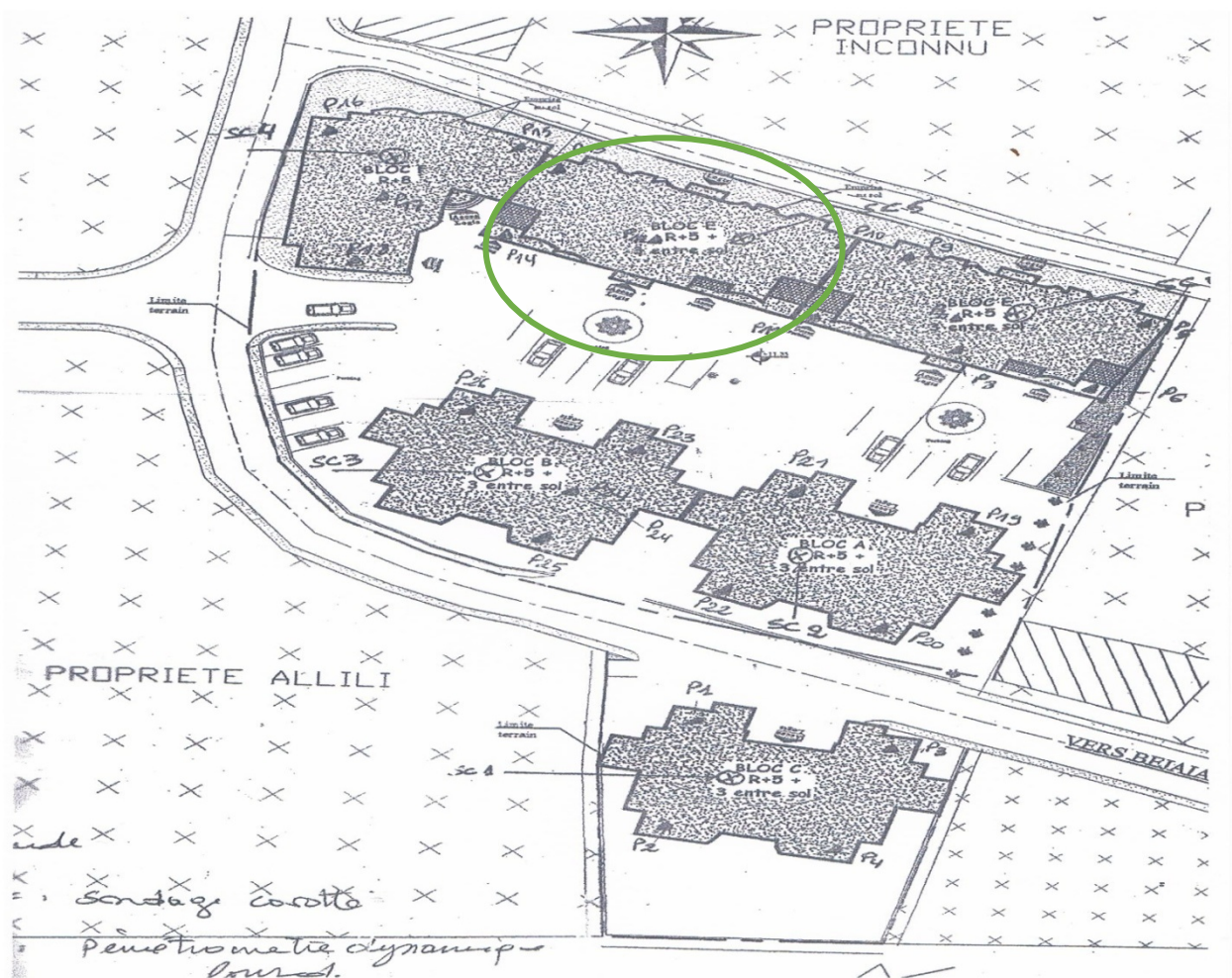


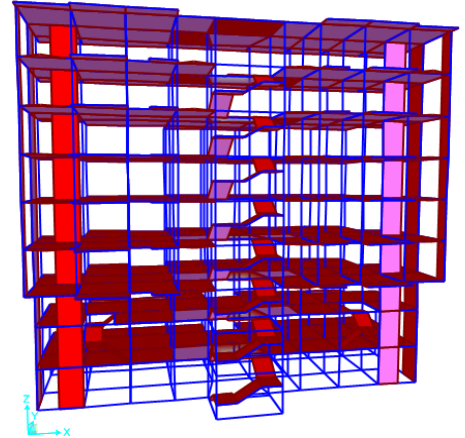
Figure. I.1.plan de situation

### I.3. caractéristiques géométriques :

Le bâtiment est de forme sensiblement rectangulaire avec un décrochement en plan qui reste dans les limites admissibles du RPA 99 version 2003, l'ouvrage étudié est caractérisé

Par :

- Hauteur totale du bâtiment : 28.54m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur du R.D.C : 3.06m.
- Hauteur de entre sol : 3.06m.
- Longueur : 29.50m.
- Largeur : 13.55m.



**Figure I.2.**vue de l'ensemble du bâtiment.

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en **Zone IIa**.

Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques-voiles).

### I.4. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- RPA99/version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99

### I.5. les matériaux utilisés :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91) à savoir.

#### ➤ *Le béton :*

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

Caractéristiques mécaniques du béton :

- Résistance à la compression

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

Pour notre étude la résistance à la compression du béton est égale à 25 MPa.

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

-Résistance à la traction  $f_{tj}$  : la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est donnée par : CBA93 (article A.2.1.1.2).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28}=25 \text{ MPa ; } f_{t28}=2.1 \text{ MPa.}$$

-contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

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

$$\min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{MPa}$  donc

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$2.5 \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

-module de déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures. Le module instantané est pris égal.

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

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

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

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

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

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

-Module déformation transversale du béton :

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

Avec : E : module de young

V : coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

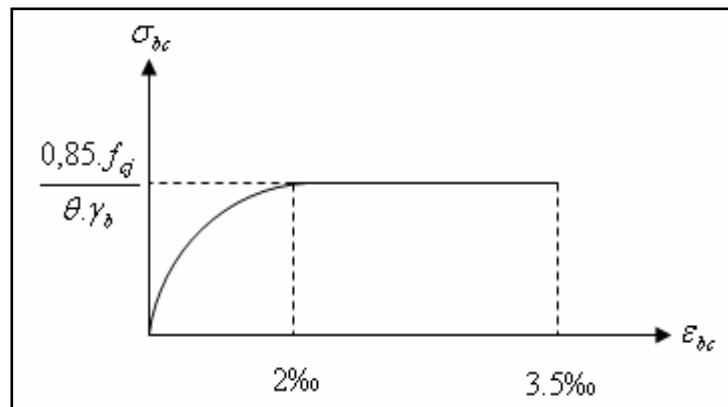
Pour le calcul des déformations de poisson est pris égal à 0.2 (à l'ELS).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0.5 \cdot E$

ELS :  $\nu = 0.2$  et  $G = 0.42 \cdot E$

-Diagramme contrainte déformations

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) – déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ ) :



**Figure I. 3:** Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

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

$$f_{bu} = 0.25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} \cdot (4 \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc}) \quad \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$$

$$0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \quad \text{si } 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$$

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

1..si durée  $> 24h$

$\theta = 0.9$ ..si  $1h > \text{durée} < 24h$

$0.8$ ..si  $h < 1h$

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$1.5$  (cas courants)

$\gamma_b = 1.15$  (combinaisons accidentelles)

➤ **Les aciers :**

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur a cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

- Résistance caractéristique de l'acier :

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

- Contraintes limites  $\sigma_s$

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que } \gamma_s = 1.15 \quad \text{Cas général}$$

1 Cas accident

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : BAEL91 (article A.4.5.32)

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

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable :

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

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

$\eta$  = Coefficient de fissuration avec :

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

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences

- Principales armatures utilisées :

**Tableau I.1:**  $f_e$  en fonction de la nuance d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400
$f_e$ [MPa]	215	235	400

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

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

**Tableau I.2 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14.2
	*situation accidentelle	18.45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164.19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721.39
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
	*FTN	176



# Chapitre II

## II.1 : Introduction :

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations aux quelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement sera réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

## II.2.les planchers :

➤ **Définition :** le plancher est un élément horizontal qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...).

Ces charges seront transmises aux poutres puis aux poteaux qui les acheminent aux fondations

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine.

### a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le coffrage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (335 - 30) = 305 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ ).

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

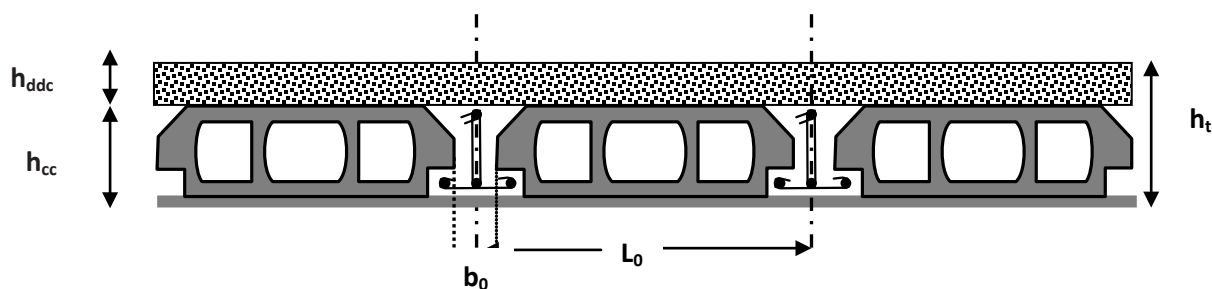


Figure. II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

### II.3. Les poutres :

#### II.3.1. Les poutres principales :

Ce sont les poutres sur les quelles les poutrelles prennent appuis, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche suivante :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10. [1] \text{ (art. IV.2.3)}$$

$h_t$ : la hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 370 \text{ cm.} \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm.}$$

On prend:  $h_t = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 (art7.5.1)}$$

Sachant que :  $h$  : Hauteur de la poutre.

$b$ : Largeur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm. Condition vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm. Condition vérifiée} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00. \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

#### II.3.2. Les poutres secondaires :

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

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

L : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L=305 \text{ cm} \Rightarrow 20.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 30.5 \text{ cm}.$$

Puisque on a toujours pour la poutre ( $h > b$ ) donc on prend:  $h_t=35 \text{ cm}$  et  $b=30 \text{ cm}$ .

### • Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003),il est exigé de satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Après vérification, on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :**  $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires :**  $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$ .

### II.4. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

#### ➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

#### ➤ Coupe-feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad l_x = 3 \text{ m (dalle sur 4 appuis)} &\Rightarrow 300/50 \leq e \leq 300/40 \\ &\Rightarrow 6 \text{ cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\blacksquare \quad e \geq 11 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$  pour l'ensemble des dalles et balcons

## II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le prédimensionnement des voiles se fait par des formules donnant les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et des conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités) :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

- $e > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$
- $e > h_e / 25 \dots \dots \dots (2).$  RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e \dots \dots \dots (3).$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

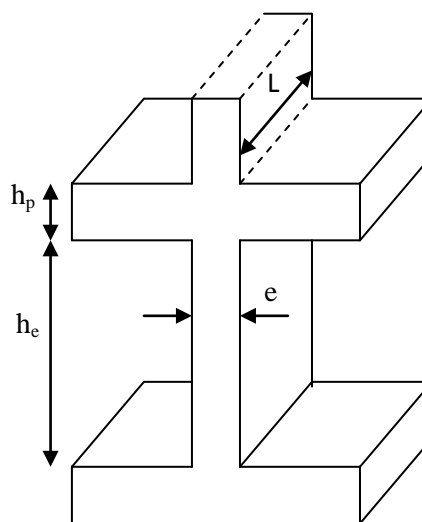
Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est

la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq 286 / 25 = 11.44 \text{ cm}$$

On adopte  **$e = 15 \text{ cm}$** .



**Figure. II.2.** voile avec deux abouts.

- Pour les voiles avec un seul about libre sur un poteau :
  - $e > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$
  - $e > h_e / 22 \dots \dots \dots (2).$  RPA (article 7.7.1)

$$\text{➤ } L > 4 e \dots\dots\dots (3).$$

$$e \geq 286 / 22 = 13 \text{ cm}$$

On adopte **e = 15 cm.**

- Pour les voiles à abouts libres :

$$\text{➤ } e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

$$\text{➤ } e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2). \text{ RPA (article 7.7.1)}$$

$$\text{➤ } L > 4 e \dots\dots\dots (3).$$

$$e \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

On adopte **e = 15 cm.**

On adoptera des voiles d'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$  pour tous les types

## II.6. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- entre sol 1, 2 et 3 :  $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$ .
- RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage:  $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$ .
- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage:  $(b, h) = (35, 35) \text{ cm}^2$ .

## II.7. Evaluation des charges et surcharges :

### II.7.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

#### II.7.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :

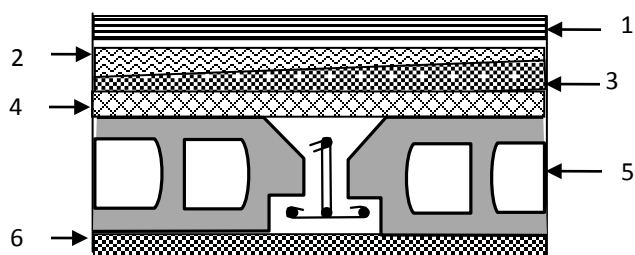


Figure. II.3. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

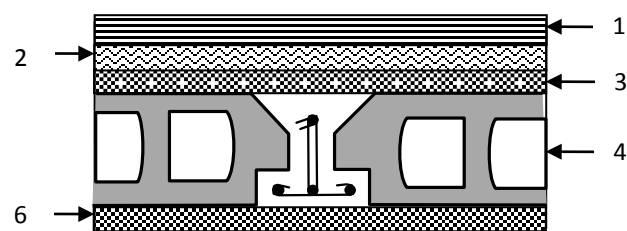


Figure. II.4. Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau. II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> ) G	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	

<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>3</b>	Forme de pente	22	0.065	1.43	1
	<b>4</b>	Isolation thermique	6	0.015	0.09	
	<b>5</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>6</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.57</b>	<b>1</b>
<b>Plancher Courant, les entres sols 1, 2,3 et RDC à usage d'habitation</b>	<b>1</b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/		<b>5.33</b>	<b>1.5</b>

Tableau .II.2. : Evaluation des charges d'une partie terrasse (accessible) :

Désignation	Poids volumiques KN/m <sup>3</sup>	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Etanchéité (feuille de feutre bitumé 36S.VV+1.CEAC)	6	0.007	0.04
Dalle corps creux (16+4)	/	/	2.85
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27
<b>Total</b>	/	/	<b>4.36</b>

$$G_{\text{terr}} = 4.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terr}} = 1.5 \text{ KN/m}$$

## II.7.1.2. plancher à dalle pleine :

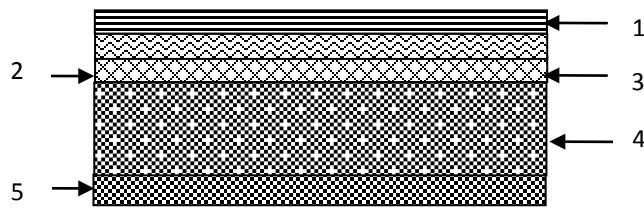


Figure. II.5.Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau. II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (les étages courants)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.48	3.5

Avec :Q : charges d'exploitations

$G=4.48 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow$  pour les étages courants

$G =5.72 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow$  pour la charge de la dalle pleine de la terrasse inaccessible

## II.7.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

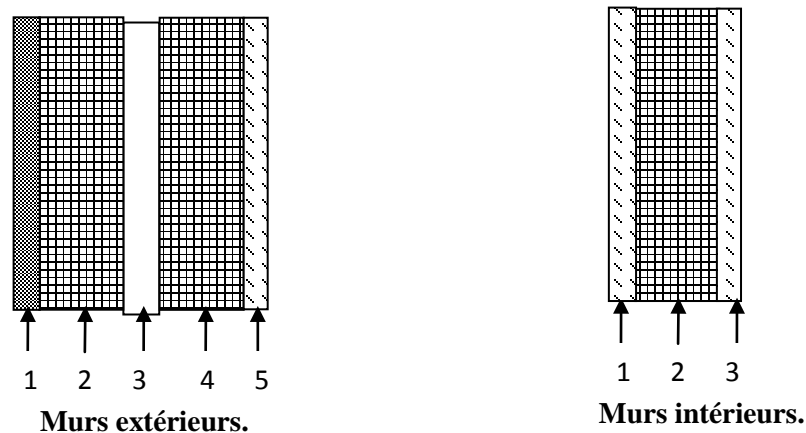


Figure. II.6.Coupe transversale des murs extérieurs et intérieurs.



**Tableau. II.4.**Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

**II.7.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :****II.7.3.1.les paliers :****Tableau. II.5.**Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	<b>25</b>	<b>0.18</b>	<b>4.5</b>	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	<b>22</b>	<b>0.02</b>	<b>0.44</b>	
<b>Mortier de pose</b>	<b>20</b>	<b>0.02</b>	<b>0.4</b>	
<b>Lit de sable</b>	<b>18</b>	<b>0.02</b>	<b>0.36</b>	
<b>Enduit de plâtre</b>	<b>14</b>	<b>0.02</b>	<b>0.28</b>	
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>5.98</b>	<b>2.5</b>

**II.7.3.2. Les volées:****II.7.3.2.1: La volée 1 et 3 pour entre sol 1 et 2 :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$

- Poids d'une marche :  $\gamma \cdot h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :
- Horizontal:  $\gamma \cdot e$ .
- Vertical:  $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau. II.6.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3 :

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	G	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.18	5.44		2.5
Les marches		25	/	2.12		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
	Total			0.69		
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40		
	vertical	20	/	0.22		
	total	/	/	0.62		
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32		
Total		/	/	<b>9.19</b>		<b>2.5</b>

#### II.7.3.2.2. La volée 2 pour entre sol 1 et 2:

**Tableau. II.7.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 :

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	G	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.12	3.63		2.5
Les marches		25	/	2.12		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
	Total			0.69		
Mortier	horizontal	20	0.02	0.40		

de pose	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	7.38	
					2.5

### II.7.3.2.3: La volée 1 pour entre sol 3 et RDC et étages courants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.8.**Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 :

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	G	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.18	5.36		2.5
Les marches		25	/	2.12		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
	Total			0.69		
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40		
	vertical	20	/	0.22		
	total	/	/	0.62		
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32		
Total		/	/	9.11		2.5

### II.7.3.2.4.La volée 2 pour entre sol 3 et RDC et étages courants :

**Tableau II.9.**Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 :

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	G	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.12	3.75		2.5
Les marches		25	/	2.12		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
	Total			0.69		
Mortier	horizontal	20	0.02	0.40		

de pose	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	7.5	
					2.5

## II.8. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

### • La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

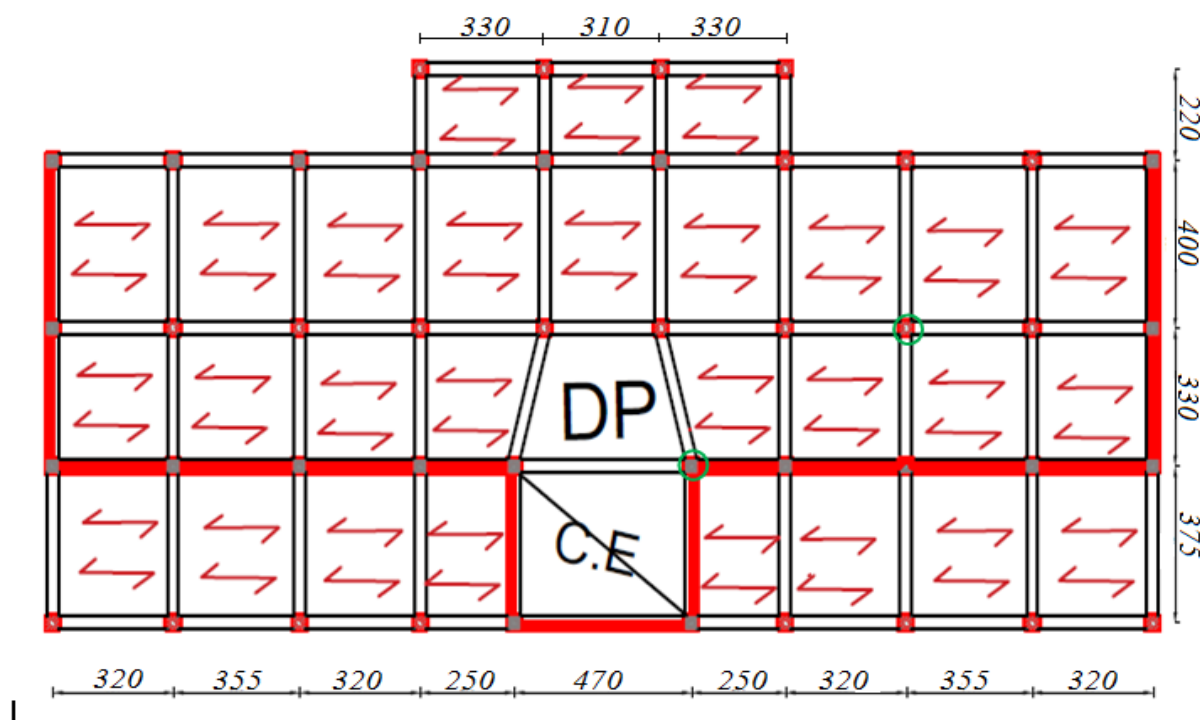
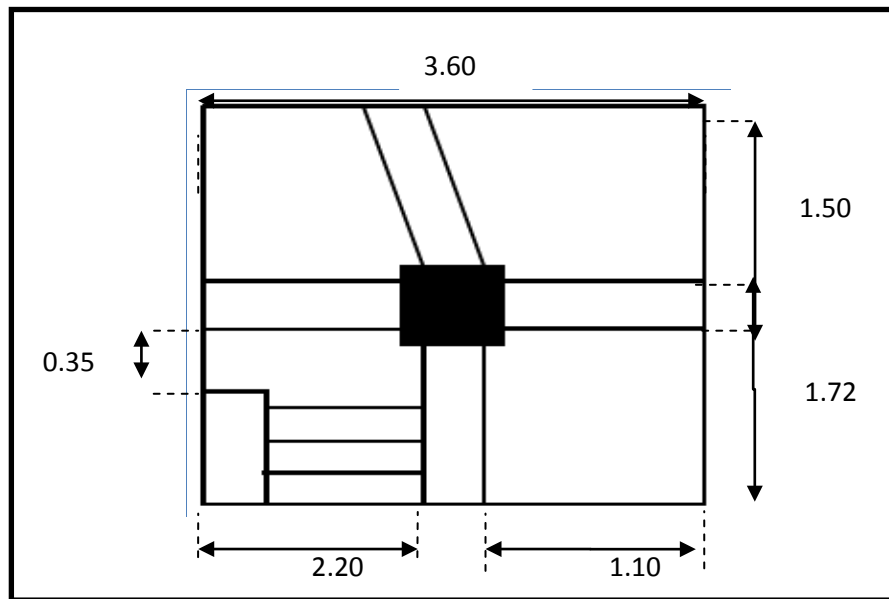


Figure. II.7. Plan de disposition des poutrelles.

**A poteau « P<sub>1</sub> » au niveau de la cage d'escalier :****Figure. II.8.**Poteau « P<sub>1</sub> » de la descente de charges.

- **Poutres principales (30×35).**
- **Poutres secondaires (30×35).**
  - ✓ Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
  - ✓ Surface d'escalier :  $S_{\text{escalier}} = S_4$
  - ✓ Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
  - ✓ Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10.**Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	$S_{\text{afférente}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{escalier}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{poutres}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{totale}} \text{ (m}^2\text{)}$
<b>Terrasse inaccessible</b>	10.62	/	1.95	<b>12.57</b>
<b>les étages courants et RDC</b>	6.84	2.55	1.95	<b>8.79</b>
<b>entre sol 1, 2,3</b>	4.95	2.55	1.95	<b>6.9</b>

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P<sub>1</sub> :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11.** Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P<sub>1</sub> :

Niveau	q (t/m <sup>2</sup> )	q <sub>esc</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Q <sub>esc</sub> (t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10/0.35	/	/	<b>2.082</b>
les étages courants et RDC	0.15/0.35	0.25	0.637	<b>2.608</b>
Les entres sol 1, 2,3	0.15/0.35	0.25	0.637	<b>2.332</b>

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12.** La loi de dégression pour le poteau P<sub>1</sub> :

Q <sub>i</sub>	Q (t)
Q <sub>0</sub>	<b>2.082</b>
Q <sub>1</sub>	<b>4.69</b>
Q <sub>2</sub>	<b>7.037</b>
Q <sub>3</sub>	<b>9.123</b>
Q <sub>4</sub>	<b>11.21</b>
Q <sub>5</sub>	<b>12.514</b>
Q <sub>6</sub>	<b>13.818</b>
Q <sub>7</sub>	<b>14.919</b>
Q <sub>8</sub>	<b>16.036</b>

- **Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub>** :

**Tableau II.13.** Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub> :

G <sub>i</sub>	Désignation	Section (m <sup>2</sup> )	G total (t)
<b>G<sub>0</sub></b>	Terrasse inaccessible	7.326	4.08
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.3×0.3	0.742
	Poids de poteau	0.35×0.35	0.830
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>8.384</b>
<b>G<sub>1</sub></b>	Venant de G <sub>0</sub>	/	8.384
	Poids du plancher étage courant	3.542	1.887

	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.35×0.35	0.830
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>16.627</b>
<b>G<sub>2</sub></b>	Venant de G <sub>1</sub>	/	16.627
	Poids du plancher étage courant	3.542	1.887
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.084
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>25.124</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	/	25.124
	Poids du plancher étage courant	3.542	1.887
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.084
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>33.621</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	/	33.621
	Poids du plancher étage courant	3.542	1.887
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.084
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>42.118</b>

<b>G<sub>i</sub></b>	<b>Désignation</b>	<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	<b>G total (t)</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	/	42.118
	Poids du plancher étage courant	3.542	1.887
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845

	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.084
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>50.616</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	/	50.616
	Poids du plancher étage courant	1.65	0.879
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.372
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids du voile	2.29	5.731
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	<b>Total</b>	/	<b>64.124</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	/	64.124
	Poids du plancher étage courant	1.65	0.879
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.372
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	Poids du voile	2.29	5.731
	<b>Total</b>	/	<b>77.622</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	/	77.622
	Poids du plancher étage courant	1.65	0.879
	Poids des poutres pp	0.30×0.35	0.845
	Poids des poutres ps	0.30×0.30	0.742
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.372
	Poids d'escalier	/	2.052
	Poids de la dalle pleine	3.3	1.887
	Poids du voile	2.29	5.731
	<b>Total</b>	/	<b>91.13</b>

Les calculs montrent que le poteau « P<sub>1</sub> » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale}=91.13 \text{ t}$$

$$Q_{totale}=16.036 \text{ t}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub> :** N<sub>u</sub> est calculé comme suit : **N<sub>u</sub> = 1.35 G + 1.5 Q**



**Tableau II.14.**L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau :

Niveau	G (t)	Q(t)	$N_u(t)$
N <sub>1</sub>	8.384	2.082	14.441
N <sub>2</sub>	16.627	4.69	29.481
N <sub>3</sub>	25.124	7.037	44.472
N <sub>4</sub>	33.621	9.123	59.072
N <sub>5</sub>	42.118	11.21	73.674
N <sub>6</sub>	50.616	12.514	87.102
N <sub>7</sub>	64.124	13.818	107.29
N <sub>8</sub>	77.622	14.919	127.168
N <sub>9</sub> la base	91.13	16.036	147.079

**II.8.1. Vérifications :**

- L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 91.13 + 1.5 \times 16.036 = 147.079 \text{ t}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N_u = 147.079 \text{ t}$ .

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 147.079 = 161.787 \text{ t}$$

- Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B = \frac{N_u}{\overline{\sigma_{bc}}} = B \geq \frac{161.787 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.114 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.114 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau II.15.** Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	$N_U$ (MN)	$B$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Entre sol 1, 2, 3	$1617.87 \times 10^{-3}$	$2025 \times 10^{-4}$	7.99	Vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$871.02 \times 10^{-3}$	$1600 \times 10^{-4}$	5.44	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	$294.81 \times 10^{-3}$	$1225 \times 10^{-4}$	2.40	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

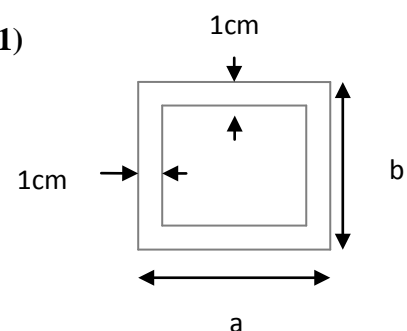
$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élancement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5



**Fig. II.9.** Section brute ( $B_r$ ).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$   $I = \frac{h \times b^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% \times Br$ .

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.16.** Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	$\Lambda$	$\alpha$	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>45×45</b>	2025	271	189.7	14.60	0.821	<b>1849</b>	1617.87	<b>895.88</b>
<b>40×40</b>	1600	271	189.7	16.42	0.814	<b>1444</b>	871.02	<b>486.45</b>
<b>35×35</b>	1225	271	189.7	18.77	0.803	<b>1089</b>	294.81	<b>166.90</b>

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Prévérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.17.**Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	v	Observation
Entre sol 1, 2, 3	45×45	2025	1617.87	<b>0.32</b>	<b>non vérifiée</b>
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	871.02	<b>0.22</b>	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35×35	1225	294.81	<b>0.10</b>	<b>vérifiée</b>

Donc on doit augmenter la section du poteau des entres sol 1.2 et 3 :  $(45 \times 50) = 2250 \text{ cm}^2$

Et  $v = 0.29 \leq 0.3 \Rightarrow$  vérifier

➤ **Conditions de RPA99 (2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

**II.9. Conclusion :** Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

**-Poutres principales :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .**

**-Poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .**

**-Poteaux du entre sol 1, 2 et 3:  $45 \times 50 \text{ cm}^2$ .**

**-Poteaux du RDC et les étages 1, 2, et 3 :  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ .**

**-Poteaux des étages 4 et 5 :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ .**

**- Les voiles :  $e = 15 \text{ cm}$ .**

# Chapitre III

### III.1. Etude des planchers :

#### III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

##### ❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

###### 1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

###### 2. Application de la méthode :

###### • Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

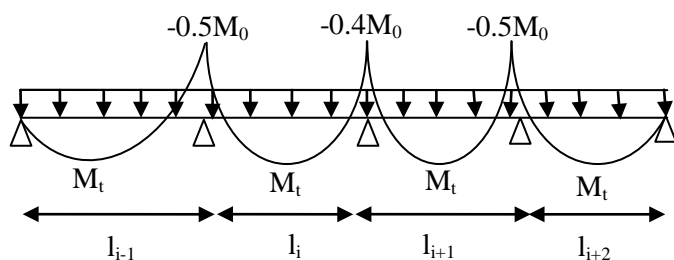
a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max(1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

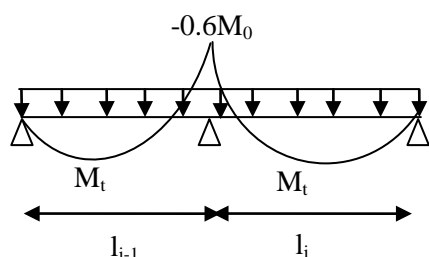
$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**Figure III.1.** Moments d'une poutre à plus de deux travées.



**Figure III.2** Moments d'une poutre à 2 travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0, \text{ tel que } M_0 = \max(M_0^I, M_0^N)$$

#### • Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

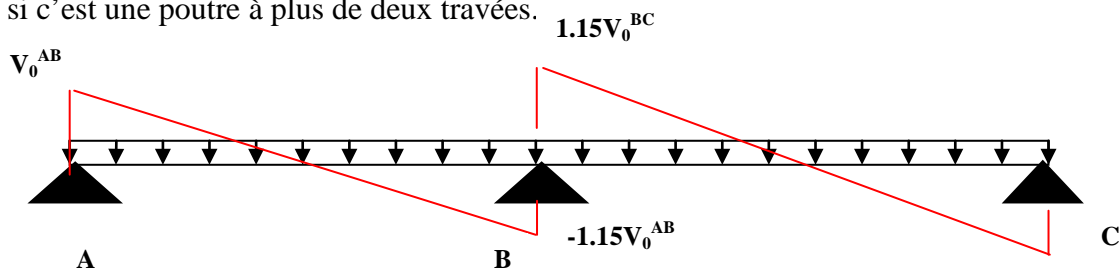


Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

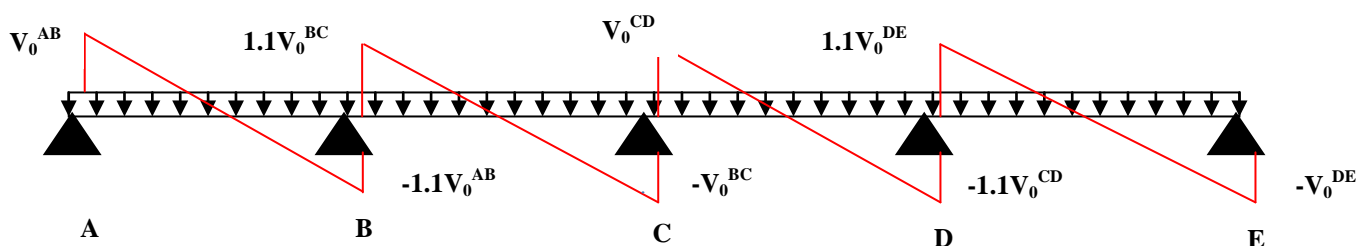


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

#### b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91):

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

#### • Calcul des moments:

##### a).Moment en travée:

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

##### b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.



$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

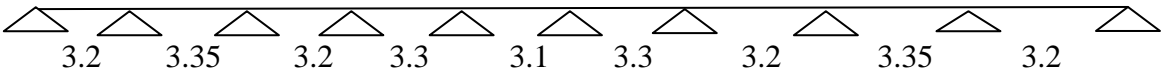
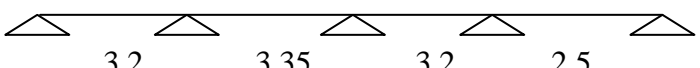
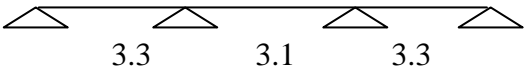
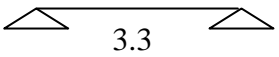
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 3 types de poutrelles.

**Tableau III.1.** Les Types de poutrelles:

Types	Schéma statique
<b>1<sup>er</sup> type (RDC)</b>	
<b>2<sup>ème</sup> type (Terrasse inaccessible)</b>	
<b>3<sup>ème</sup> type (Terrasse inaccessible)</b>	
<b>4<sup>ème</sup> type</b>	

**Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.57 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5.57 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 5.86 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.57 + 1) \times 0.65 = 4.27 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant, les entres sols, RDC à usage d'habitation :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 4.36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.28 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (4.36 + 1.5) \times 0.65 = 3.80 \text{ KN/ml.}$$

**Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

**Tableau III.2.** Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.57	1.0	9.02	5.86	6.57	4.27
Plancher Etage courant	5.33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44
Terrasse accessible	4.36	1.5	8.13	5.28	5.58	3.80

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire sont satisfaites que pour le type 1 et 3.

Le rapport ( $l_i / l_{i+1}$ ) n'est pas vérifié pour l'autre type 2, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

**Exemples de calcul :**

- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse inaccessible :**

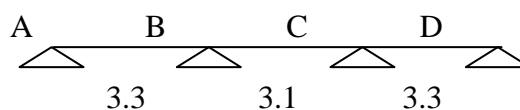
Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 3).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $I = \text{constant}$  .....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.85 / 3.80 = 1.013$  compris entre 0.8 et 1.25 .....vérifiée.
- $F.P.N$  .....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

- **Type3:**



**b. calcule des sollicitations :**

À l'ELU :

$$p_u = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.27 \text{ KN/m}^2$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.86 \times (3.3)^2}{8} = 7.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5.86 \times (3.1)^2}{8} = 7.04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.27 \times (3.3)^2}{8} = 5.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.27 \times (3.1)^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.3 :** Les moments isostatiques max en travées :

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN.m)
A-B	7.98	5.81

<b>B-C</b>	<b>7.04</b>	<b>5.13</b>
<b>C-D</b>	<b>7.98</b>	<b>5.81</b>

- Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

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

**À l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(7.98; 7.04) = -3.99 \text{ KNm}.$$

**À l'LES :**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(5.81; 5.13) = -2.90 \text{ KNm}$$

- Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.57} = 0.152$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.152 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.152}{2} = 0.62$$

**À l'ELU :**

**Travée AB et CD:**

$$M_t + \frac{0 + 3.99}{2} \geq 1.05 \times 7.98 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.152}{2} \times 7.98 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.38 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.97 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.38; 4.97) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.38 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_t + \frac{3.99 + 3.99}{2} \geq 1.05 \times 7.04 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.152}{2} \times 7.04 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 3.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 3.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(3.68) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.68 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{5.86 \times 3.3}{2} = 9.67 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -10.64 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{5.86 \times 3.1}{2} = 10 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -10 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_c = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{5.86 \times 3.3}{2} = 10.64 \text{ KN}$$

$$V_d = - \frac{P_u \times l}{2} = -9.67 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

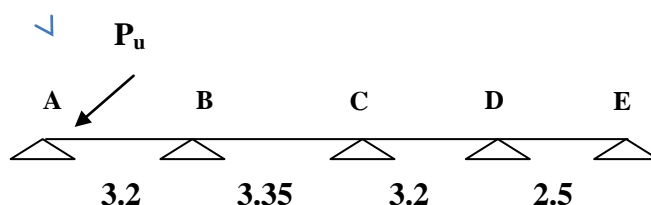
**Tableau III.4.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.3	5.86	7.98	0	3.99	<b>6.38</b>	<b>9.67</b>	<b>10.64</b>
	BC	3.1	5.86	7.04	3.99	3.99	<b>3.68</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	CD	3.3	5.86	7.98	3.99	0	<b>6.38</b>	<b>10.64</b>	<b>9.67</b>

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.3	4.27	5.81	0	2.90	<b>4.65</b>
	BC	3.1	4.27	5.13	2.90	2.90	<b>2.68</b>
	CD	3.3	4.27	5.81	2.90	0	<b>4.65</b>

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher terrasse :



$L_i/L_{i+1} = 4.80/3.80 = 1.26 \notin [0.8; 1.25]$  ..... Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.57 = 3.71 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.23 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.06 \text{ KN/m}$$

**A l'ELU :**

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.23 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.2 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.35 = 2.68 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.23 \times (3.2^3 + 2.68^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.68)} = -4.40 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.35 = 2.68 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{4.23 \times (2.68^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.68 + 2.56)} = -3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_d = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 2.5 \text{ m.}$$

$$M_d = - \frac{4.23 \times (2.56^3 + 2.5^3)}{8.5 \times (2.56 + 2.5)} = -3.19 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**Travée AB :**

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{0 - (-4.50)}{5.86 \times 3.20} = 1.36 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.86 \times 1.36}{2} \times (3.2 - 1.36) = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.33 + \left( -4.5 \times \frac{1.36}{3.20} \right) = 5.46 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{3.35}{2} - \frac{-4.50 - (-3.50)}{5.86 \times 3.35} = 1.72 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.86 \times 1.72}{2} \times (3.35 - 1.72) = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.21 - 4.50 \times \left( 1 - \frac{1.72}{3.35} \right) - 3.50 \times \frac{1.72}{3.35} = 4.31 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{3.2}{2} - \frac{-3.5 - (-3.26)}{5.86 \times 3.2} = 1.61 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.86 \times 1.61}{2} \times (3.2 - 1.61) = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.50 - 3.5 \times \left( 1 - \frac{1.61}{3.2} \right) - 3.26 \left( \frac{1.61}{3.2} \right) = 4.2 \text{ KN.m}$$

**Travée DE:**

$$x = \frac{2.5}{2} - \frac{-3.26 - 0}{5.86 \times 2.5} = 1.46 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.86 \times 1.46}{2} \times (2.5 - 1.46) = 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.45 - 3.26 \times \left( 1 - \frac{1.46}{2.5} \right) = 3.12 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{5.86 \times 3.20}{2} + \frac{-4.40 - 0}{3.20} = 8 \text{ KN}$$



$$V_B = -\frac{5.86 \times 3.20}{2} + \frac{-4.40 - 0}{3.2} = -10.75 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{5.86 \times 3.35}{2} + \frac{-3.42 + 4.40}{3.35} = 10.11 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-5.86 \times 3.35}{2} + \frac{-3.42 + 4.40}{3.35} = -10.11 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{5.86 \times 3.2}{2} + \frac{-3.19 + 3.42}{3.2} = 9.45 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{5.86 \times 3.2}{2} + \frac{3.19 + 3.42}{3.2} = -9.30 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = \frac{5.86 \times 2.5}{2} + \frac{0 + 3.19}{2.5} = 8.60 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{5.86 \times 2.5}{2} + \frac{0 + 3.19}{2.5} = -6.05 \text{ KN}$$

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Type 2</b>	<b>AB</b>	3.2	5.86	7.33	0	-4.40	5,46	8	10.75
	<b>BC</b>	3.35	5.86	8.21	-4.40	-3.42	4,31	10.11	10.11
	<b>CD</b>	3.2	5.86	7.50	-3.42	-3.19	4,2	9.45	9.30
	<b>DE</b>	2.5	5.86	4.45	-3.19	0	3,12	8.60	6.05

**A l'ELS :**

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.7:

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 2</b>	<b>AB</b>	3.2	4.27	5.34	0	3.18	1.36	<b>3.99</b>
	<b>BC</b>	3.35	4.27	5.98	3.18	2.47	1.72	<b>3.16</b>
	<b>CD</b>	3.2	4.27	5.46	2.47	2.3	1.61	<b>3.07</b>
	<b>DE</b>	2.5	4.27	3.24	2.3	0	1.46	<b>2.28</b>

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse inaccessible, accessible et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.2	5.86	7,505	0	4.11	5,824	<b>9.38</b>	<b>10.30</b>
	BC	3.35	5.86	8,225	4.11	3.29	4,935	<b>10.80</b>	<b>9.82</b>
	CD	3.2	5.86	7,505	3.29	3.19	4,639	<b>9.37</b>	<b>9.37</b>
	DE	3.3	5.86	7,981	3.19	3.19	5,188	<b>9.67</b>	<b>9.67</b>
	EF	3.1	5.86	7,043	3.19	3.19	4,203	<b>9.08</b>	<b>9.08</b>
	FG	3.3	5.86	7,981	3.19	3.19	5,188	<b>9.67</b>	<b>9.67</b>
	GH	3.2	5.86	7,505	3.19	3.29	4,639	<b>9.37</b>	<b>9.37</b>
	HI	3.35	5.86	8,225	3.29	4.11	4,935	<b>9.82</b>	<b>10.80</b>
	IJ	3.2	5.86	7,505	4.11	0	5,824	<b>10.30</b>	<b>9.38</b>

**Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.2	4.27	5,467	0	2.99	4,242
	BC	3.35	4.27	5,991	2.99	2.39	3,595
	CD	3.2	4.27	5,467	2.39	2.32	3,379
	DE	3.3	4.27	5,814	2.32	2.32	3,779
	EF	3.1	4.27	5,131	2.32	2.32	3,062
	FG	3.3	4.27	5,814	2.32	2.32	3,779
	GH	3.2	4.27	5,467	2.32	2.39	3,379
	HI	3.35	4.27	5,991	2.39	2.99	3,595
	IJ	3.2	4.27	5,467	2.99	0	4,242

**Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.2	6.14	7,859	0	4.30	6,224	<b>9.82</b>	<b>10.80</b>
	BC	3.35	6.14	8,613	4.30	3.44	5,305	<b>11.31</b>	<b>10.28</b>
	CD	3.2	6.14	7,859	3.44	3.34	4,984	<b>9.82</b>	<b>9.82</b>
	DE	3.3	6.14	8,358	3.34	3.34	5,567	<b>10.13</b>	<b>10.13</b>
	EF	3.1	6.14	7,376	3.34	3.34	4,52	<b>9.52</b>	<b>9.52</b>
	FG	3.3	6.14	8,358	3.34	3.34	5,567	<b>10.13</b>	<b>10.13</b>
	GH	3.2	6.14	7,859	3.34	3.44	4,984	<b>9.82</b>	<b>9.82</b>
	HI	3.35	6.14	8,613	3.44	4.30	5,305	<b>10.28</b>	<b>11.31</b>
	IJ	3.2	6.14	7,859	4.30	0	6,224	<b>10.80</b>	<b>9.82</b>

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.2	4.44	5,683	0	3.11	<b>4,501</b>
	BC	3.35	4.44	6,228	3.11	2.49	<b>3,837</b>
	CD	3.2	4.44	5,683	2.49	2.41	<b>3,604</b>
	DE	3.3	4.44	6,044	2.41	2.41	<b>4,025</b>
	EF	3.1	4.44	5,334	2.41	2.41	<b>3,268</b>
	FG	3.3	4.44	6,044	2.41	2.41	<b>4,025</b>
	GH	3.2	4.44	5,683	2.41	2.49	<b>3,604</b>
	HI	3.35	4.44	6,228	2.49	3.11	<b>3,837</b>
	IJ	3.2	4.44	5,683	3.11	0	<b>4,501</b>

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	3.2	6.14	0	4.76	5.65	<b>8.33</b>	<b>11.31</b>
	BC	3.35	6.14	4.76	3.70	4.38	<b>10.58</b>	<b>9.96</b>
	CD	3.2	6.14	3.70	3.45	4.28	<b>9.90</b>	<b>9.75</b>
	DE	2.5	6.14	3.45	0	3.22	<b>8.98</b>	<b>6.30</b>

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	3.2	4.44	0	3.41	1.37	<b>4.10</b>
	BC	3.35	4.44	3.41	2.65	1.72	<b>3.19</b>
	CD	3.2	4.44	2.65	2.47	1.61	<b>3.11</b>
	DE	2.5	4.44	2.47	0	1.46	<b>2.34</b>

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.3	6.14	8.35	0	4.18	<b>6.82</b>	<b>10.13</b>	<b>11.14</b>
	BC	3.1	6.14	7.37	4.18	4.18	<b>3.93</b>	<b>10.46</b>	<b>10.46</b>
	CD	3.3	6.14	8.36	4.18	0	<b>6.82</b>	<b>11.14</b>	<b>10.13</b>

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.3	4.44	6.04	0	3.02	<b>4.93</b>
	BC	3.1	4.44	5.33	3.02	3.02	<b>2.84</b>
	CD	3.3	4.44	6.04	3.02	0	<b>4.93</b>

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.2	5.28	6,769	0	3.71	5,434	8.46	9.29
	BC	3.35	5.28	7,418	3.71	2.96	4,65	9.74	8.85
	CD	3.2	5.28	6,769	2.96	2.88	4,366	8.45	8.45
	DE	3.3	5.28	7,198	2.88	2.88	4,872	8.72	8.72
	EF	3.1	5.28	6,352	2.88	2.88	3,961	8.18	8.18
	FG	3.3	5.28	7,198	2.88	2.88	4,872	8.72	8.72
	GH	3.2	5.28	6,769	2.88	2.96	4,366	8.45	8.45
	HI	3.35	5.28	7,418	2.96	3.71	4,65	8.85	9.74
	IJ	3.2	5.28	6,769	3.71	0	5,434	9.29	8.46

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.2	3.80	4,876	0	2.67	3,914
	BC	3.35	3.80	5,343	2.67	2.13	3,349
	CD	3.2	3.80	4,876	2.13	2.07	3,145
	DE	3.3	3.80	5,185	2.07	2.07	3,509
	EF	3.1	3.80	4,576	2.07	2.07	2,853
	FG	3.3	3.80	5,185	2.07	2.07	3,509
	GH	3.2	3.80	4,876	2.07	2.13	3,145
	HI	3.35	3.80	5,343	2.13	2.67	3,349
	IJ	3.2	3.80	4,876	2.67	0	3,914

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	3.2	5.28	0	4.17	4.84	7.15	9.76
	BC	3.35	5.28	4.17	3.24	3.71	9.14	8.58
	CD	3.2	5.28	3.24	3.02	3.63	8.52	8.39
	DE	2.5	5.28	3.02	0	2.75	7.90	5.40

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	3.2	3.8	0	2.98	1.35	3.49
	BC	3.35	3.8	2.98	2.31	1.71	2.70
	CD	3.2	3.8	2.31	2.15	1.63	2.64
	DE	2.5	3.8	2.15	0	1.47	1.99

**Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.3	5.28	7.19	0	3.60	<b>5.95</b>	<b>8.72</b>	<b>9.59</b>
	BC	3.1	5.28	6.35	3.60	3.60	<b>3.42</b>	<b>9.00</b>	<b>9.00</b>
	CD	3.3	5.28	7.19	3.60	0	<b>5.95</b>	<b>9.59</b>	<b>8.72</b>

**Tableau III.21.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.3	3.8	5.18	0	2.59	<b>4.28</b>
	BC	3.1	3.8	4.57	2.59	2.59	<b>2.46</b>
	CD	3.3	3.8	5.18	2.59	0	<b>4.28</b>

- **Ferraillage des poutrelles:**

**Exemple de calcul étage courant:**

$$M_t = 6.82 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.25 \text{ KN.m}$$

$$V = 11.31 \text{ KN}$$

**En travée :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

**Remarque :**

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=60cm** (b=60cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **3.35 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ Kn.m} \geq 10.11 \text{ Kn.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.82 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.029) = 0.178 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.82 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (Art A.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t < A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

En doit ferrailer avec  $A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = 4.76 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.76 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.103$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.103}) = 0.136$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.136) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{4.76 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 0.804 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 1.25 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 > A_a \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

En doit ferrailer avec  $A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$

On opte pour 1HA10 avec  $A = 0.79 \text{ cm}^2$ .

**Vérifications à ELU :**

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 11.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.628 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8\text{mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 10 / 10, 8\} = 5.71\text{mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57\text{cm}^2$ .

- **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.628 - 0.3 \times 2.1)} = 98.06\text{cm}$$

$$2) S_t \leq 98.06\text{cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

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

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{(Art A.5.3.2 [1])}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 11.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.74 \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).



- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 11.31 \times 10^{-3} / 400 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}.$$

$$A_s = 2.36 + 2.36 = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (11.31 - 4.76 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = -0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$A_l = -0.52 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

✓ état limite d'ouverture des fissures.

✓ état limite de déformation.

**Remarque :**

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.50 \text{ cm}^2$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\text{Calcul de } y : b/2 \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.91\text{cm}$

### Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8323.05\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.93 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 3.91 \times 10^{-2} = 2.31\text{Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -3.41\text{KN.m} < 0 \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h).$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y :  $b_0/2 \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$

$$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 8.29\text{cm}$

### Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 5236.73\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.41 \times 10^{-3}}{5236.73 \times 10^{-8}} \times 8.29 \times 10^{-2} = 5.40\text{Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### • Etat limite de déformation : (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}.$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{l}{f_e}$$

$h$  : Hauteur de la poutrelle

$L$  : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

$A$  : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.059 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$  condition vérifié.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow 0.059 \geq \frac{4.93}{15 \times 6.22} = 0.052 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{335}{f_e} \Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{3.35 \times 0.1 \times 0.18}{400} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

#### • Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

#### Remarque :

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $*M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

#### • Propriété de la section :

**Position de l'axe neutre :**  $y=3.91\text{cm}$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6.75 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 18516.56 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)} (\text{cm}^4))$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

• **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jsr} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gsr} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{psr} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

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

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.41 \text{ cm}$$

$$I_0 = 18516.56 \text{ cm}^4$$

$$I = 8396.22 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.10) \times 0.013} = 3.28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.28 = 1.31$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{2.63 \cdot 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.56 \cdot 10^{-8}} = 66.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{3.64 \cdot 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.56 \cdot 10^{-8}} = 92.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{4.67 \cdot 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.56 \cdot 10^{-8}} = 118.55 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 66.82 + 2.1} = 0.34 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 92.51 + 2.1} = 0.47 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 118.55 + 2.1} = 0.55 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + (3.25 \times 0.34)} = 9606.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + (3.25 \times 0.47)} = 8039.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + (3.25 \times 0.55)} = 7233.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + (1.30 \times 0.47)} = 12624.15 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.63 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.20 \times 9606.11 \times 10^{-8}} = 0.00095 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{3.64 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.20 \times 8039.30 \times 10^{-8}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{4.67 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.20 \times 7233.21 \times 10^{-8}} = 0.0022 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.67 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 10721.4 \times 12624.15 \times 10^{-8}} = 0.0030 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0030 - 0.00095 + 0.0022 - 0.0015 = 0.00275 \text{ m.}$$

$$\Delta f = 0.27 \text{ cm} < f_{adm} = 0.67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étages courants :**

	<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>A</b>	<b>Z (m)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A choisit (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En travée</b>	6.82	0.023	0.029	0.178	1.11	1.41	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	4.76	0.103	0.136	0.17	0.80	0.22	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>
<b>En appui de rive</b>	1.25	0.027	0.034	0.177	0.2	0.22	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>

**Tableau III.23. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :**

<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>0</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fji</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgi</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fpi</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgv</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Δf</b> <b>(cm)</b>	<b>f<sub>adm</sub></b> <b>(cm)</b>
3.91	8396.22	18516.56	9606.92	8039.30	7233.212	12624.15	<b>0.27</b>	<b>0.67</b>

Pour le plancher terrasse inaccessible et accessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. D'après les résultats obtenus en remarque qu'on a le même ferrailage pour tous les autres types des poutrelles.

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

**Tableau III.24. Le ferrailage des différentes poutrelles :**

<b>POUTRELLE</b>		<b>ARMATURES LONGITUDINALES</b>		<b>ARMATURES TRASVRSALES</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
		<b>Section calculée</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Section adoptée</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Appuis de rive</b>	0.32	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	0.74	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	<b>Travée</b>	1.03	3HA10 = <b>2.36</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
<b>Plancher étage courant</b>	<b>Appuis de rive</b>	0.20	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	0.80	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	<b>Travée</b>	1.11	3HA10 <b>2.36</b>	2HA6 <b>0,57</b>
<b>Plancher Etage 4 Terrasse accessible</b>	<b>Appuis de rive</b>	0,18	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	0.62	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	<b>Travée</b>	0.87	3HA10 <b>2.36</b>	2HA6 <b>0,57</b>

Tableau III.25.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant+terrasse accessible+terrasse inaccessible			

## ❖ Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

## • Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

## • Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

7TS5/ml = 1.37cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 15cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

5TS5/ml = 0.98cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 25cm < 30cm.....condition vérifiée.

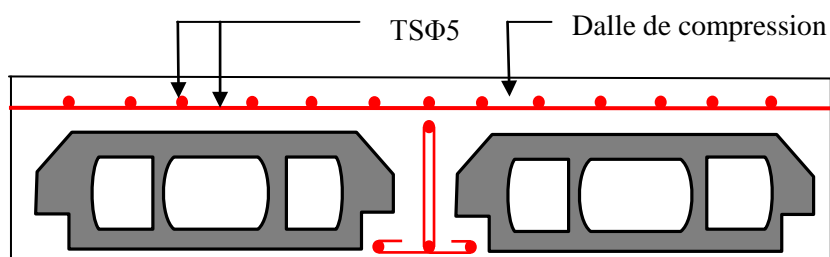


Figure. III.5.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.



## III.2. Etude des dalles pleines :

### III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en 4 type :

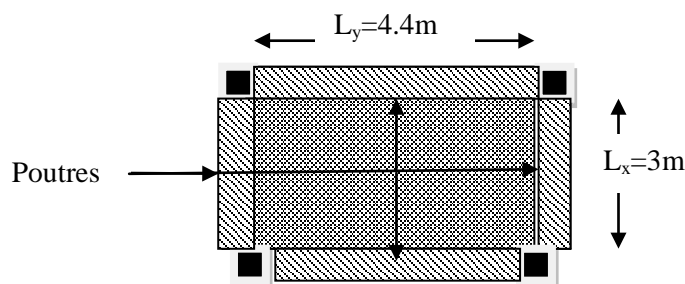
1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur 3 appuis
4. Dalle sur 4 appuis

On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

- **Panneau de la dalle sur 4 appuis (dans tout les niveaux):**



**Figure III.6:** panneau de dalle pleine.

$$\rho = \frac{300}{440} = 0.68 \geq 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille selon les deux sens.}$$

### 1-Calcul des sollicitations

#### a-ELU :

On a :  $G=5.72 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 5.72 + 1.5 \times 2.5 = 11.47 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 5.72 + 2.5 = 8.22 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0.0710 \times 11.47 \times 3^2 = 7.33 \text{ KN} / \text{ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4034 \times 7.33 = 2.95 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**

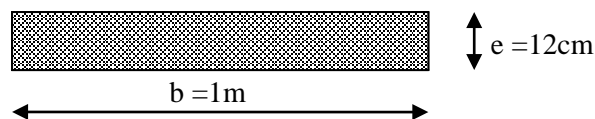
$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 M_{0u}^x = 5.49 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 M_{0u}^y = 2.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 M_{0u}^x = 3.66 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 M_{0u}^y = 1.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2. Ferrailage :**

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



**Figure. III.7:** Section de la dalle pleine a ferrailé.

**Selon Lx :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.038 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.049$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.098$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{5.49 \times 10^{-3}}{0.098 \times 348} = 1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0258 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.098$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{-3.66 \times 10^{-3}}{0.098 \times 348} = 1.067 \times 10^{-4} m^2$$

**Selon Ly :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ly}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0,015 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0.019$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 0.099$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{-2.21 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.64 \times 10^{-4} m^2$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0,0104 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = 0.013$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.099$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{-1.47 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.43 \times 10^{-4} m^2$$

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

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e \text{ E400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

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

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

$$A_{\min} \succ A_t \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec le  $A_{\min}$ .

### 3. Vérification des espacements

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

On opte  $S_t = 30\text{cm}$

**Tableau III.26: Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.**

En travée				
Sens-x	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	1.61	1,11	4HA10=3,14	30
Sens-y	0.64	0.96	4HA10=3,14	30
En appuis				
Sens-x	1.067	1.11	4HA10=3,14	30
Sens-y	0,43	0.96	4HA10=3,14	30

#### 4. Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 5. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\text{max}} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.47 \times 4,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,68}{2}} = 18.83 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{18.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.188 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

#### 6. Vérification à l'ELS

$$P_s = 5.72 + 2.5 = 8.22 \text{KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0767 \times 8.22 \times 3^2 = 5.67 \text{KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5584 \times 8.22 = 3.16 \text{KN / ml} \end{cases}$$

- État limite de compression du béton ;

- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

**Tableau III.27:** vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	Appuis (x)	4.25	3160	2.60	3.54	15
	Appui (y)	2.37	3160	2.60	1.97	15
En appui	Travées (x)	2.83	2189	2.17	2.18	15
	Travées (y)	1.5	2189	2.17	1.57	15

#### -État limite d'ouverture des fissures :

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

#### -État limite de déformation :

Selon x :

$$\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0.04 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_0^x} \Rightarrow 0.04 < \frac{4.25}{10 \times 5.67} = 0.075 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.0031 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Selon y :

$$\frac{h}{L_y} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0.027 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.027 < \frac{2.37}{10 \times 3.16} = 0.075 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.0031 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

#### - Vérification de la flèche :

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

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

**Selon x :**  $\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16}$

$$f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

$$f_{ij} = 0.376mm ; f_{gi} = 0.5mm ; f_{gv} = 1.5mm ; f_{pi} = 1.218mm$$

$$\Delta f = 1.84mm < f_{adm} = 6mm$$

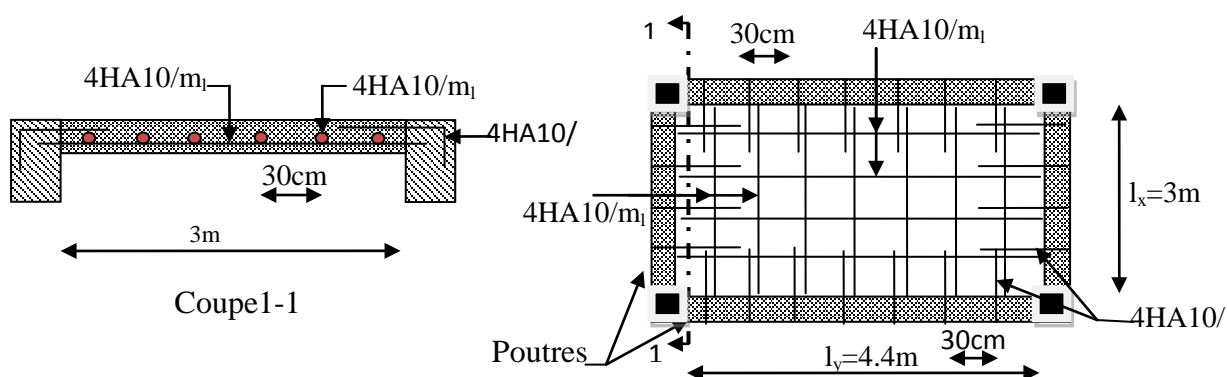
**Selon y:**

$$f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

$$f_{ij} = 0.45mm ; f_{gi} = 0.6mm ; f_{gv} = 1.8mm ; f_{pi} = 0.86mm$$

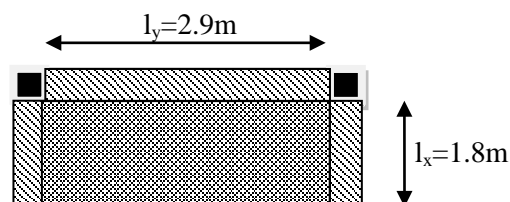
$$\Delta f = 1.62mm < f_{adm} = 8.8mm$$

## 7. Schéma de ferrailage :



**Figure III.8:** schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

### • Panneau de dalle sur 3 appuis



**Figure III.9:** panneau de dalle sur 3 appuis.

$$\rho = \frac{180}{290} = 0.62$$

$$L_x > \frac{L_y}{2} = \frac{2.9}{2} = 1.45$$

Donc :

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} ; M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} (L_x - L_y/2) + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

### 1-Calcul des sollicitations

On a :  $G=4.48\text{KN/m}^2$  et  $Q=3.5\text{ KN/m}^2$ .

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

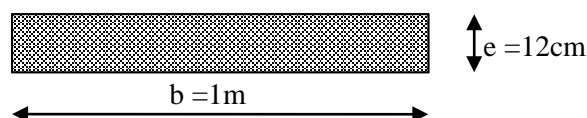
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28:** calcul des sollicitations.

Localisation	$M^0(\text{KN.m})$		$M^l(\text{KN.m})$	
	ELU	ELS	ELU	ELS
En travée				
Sens x	11.48	8.10	9.75	6.89
Sens y	9.89	6.99	8.41	5.94
En appui				
Sens x	/	/	4.59	3.24
Sens y	/	/	3.95	2.79

### 2- Le ferrailage

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



**Figure III.10:** section de la dalle pleine à ferrailer.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29:** calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

Localisation	ELU			A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)				
En travée							
Sens x	0.068	0.089	0.096	2.90	1.14	5HA12=5.65	20
Sens y	0.059	0.076	0.096	2.49	0.96	5HA12=5.65	20
En appui							
Sens x	0.032	0.041	0.098	1.34	1.14	5HA10=3.93	20
Sens y	0.027	0.035	0.098	1.15	0.96	5HA10=3.93	20

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

$$A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e$$

$$FN \Rightarrow S_t < \min(2 \times e, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

### 3. Vérification à l'ELU

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

$$V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.29 \times 1.8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.62}{2}} = 7.75 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.077 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La rupture par cisaillement n'aura pas lieu.

### 4. Vérification à l'ELS

#### - Vérification des contraintes :

le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

**Tableau III.30:** vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.89	5001	3.35	4.62	15
Travées (y)	5.94	5001	3.35	3.98	15

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

**Sens-y :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) = 118.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 \cdot f_e, \max(240, 110 \sqrt{n \times f_e})] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ vérifiée}$$

#### - État limite de déformation ;

**Selon x :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{180} = 0.066 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.066 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.066 < \frac{6.89}{10 \times 8.11} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

**Selon y :**



$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{290} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,041 > \frac{M_{ty}}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,041 < \frac{5,94}{10 \times 6,99} = 0,085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut donc vérifier la flèche.

#### - Vérification de la flèche ;

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

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

**CBA93.art(B.6.5.3)**

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

**Selon x :**

$$f_{adm} = \frac{180}{500} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = 0,15 \text{ mm} ; f_{gi} = 0,26 \text{ mm} ; f_{gv} = 0,712 \text{ mm} ; f_{pi} = 0,83 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1,13 \text{ mm} < f_{adm} = 3,6 \text{ mm}$$

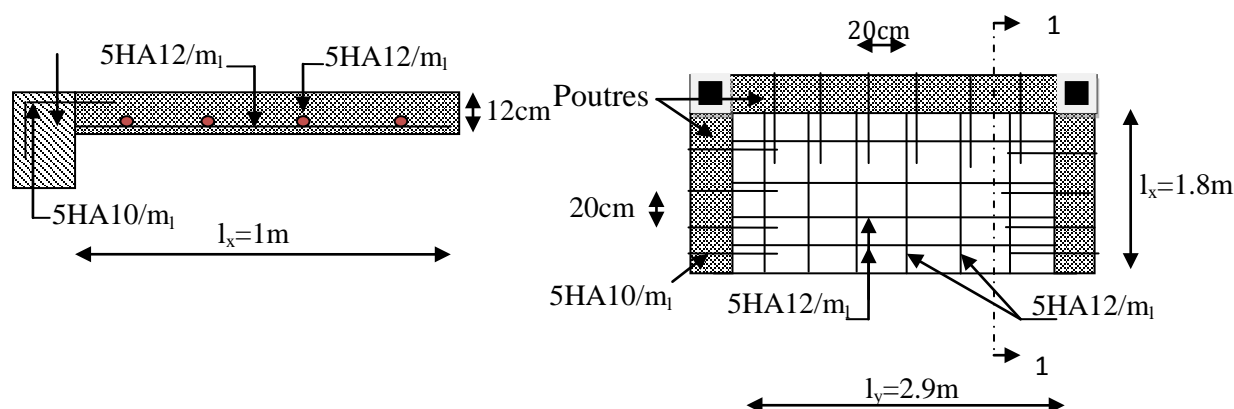
**Selon y:**

$$f_{adm} = \frac{290}{500} = 0,58 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = 0,334 \text{ mm} ; f_{gi} = 0,5 \text{ mm} ; f_{gv} = 1,49 \text{ mm} ; f_{pi} = 1,65 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2,31 \text{ mm} < f_{adm} = 5,8 \text{ mm}$$

#### 5. Schéma de ferrailage



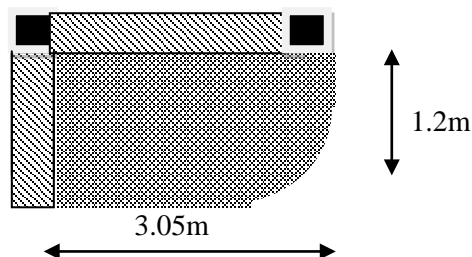
**Figure III.11:** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

### • Dalle sur deux appuis

$$L_x = 1.2\text{m}$$

$$L_y = 3.05\text{m}$$

$$\rho = \frac{120}{305} = 0.393 < 0.4$$



**Figure III.12:** dalle pleine sur 2 appuis.

La dalle travaille donc selon un seul sens (sens X), comme une console.

### 1. Calcul du chargement

**ELU :**

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$P = 3.46 \text{ KN}$  : la charge concentrée due au poids propre du mur.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 1.5 = 8.30 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.48 + 1.5 = 5.98 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 3.46 = 4.68 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

### 2. Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{8.3 \times 1.2^2}{2} + (4.68 \times 1.2) = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 8.30 \times 1.2 + 1.72 = 14.64 \text{ KN}$$

### 3. Ferrailage

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100\text{cm}; h = 12\text{cm}; d = 10\text{cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

**Tableau III.31:** le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	$S_t$ (cm)
11.59	0.081	0.106	0.095	3.48	5HA10=3.93	20

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31m^2$$

On opte pour 4HA10=3.14cm<sup>2</sup>

Avec  $S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$

- **Condition de non fragilité :**  $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times \frac{2.1}{400} = 1.2cm^2$ .

$1.2cm^2 < 3.93cm^2$  c'est vérifié.

#### 4. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 1.46MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa. \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 5. Vérification à l'ELS

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{5.98 \times 1.2^2}{2} + 3.46 \times 1.2 = 8.46KN.m$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.10 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.89cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3777cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.48MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 239.06Mpa.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

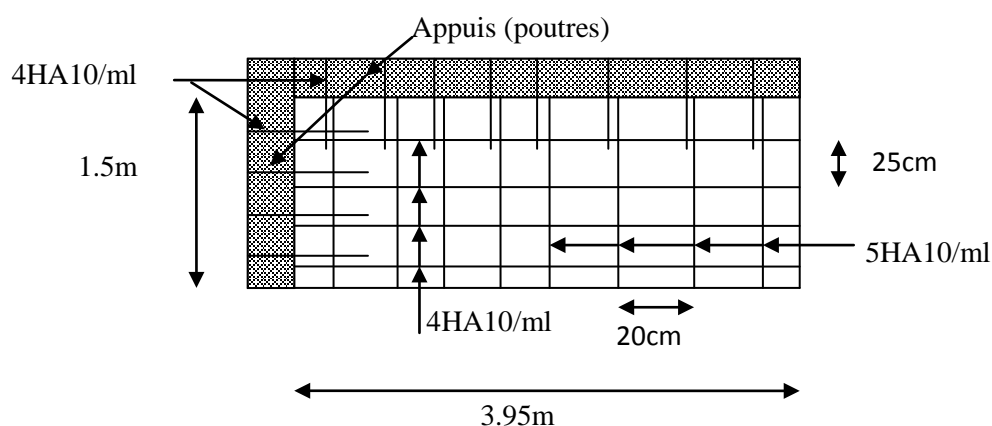
- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{120} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,1 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,1 > \frac{5,98}{10 \times 8,46} = 0,07$$

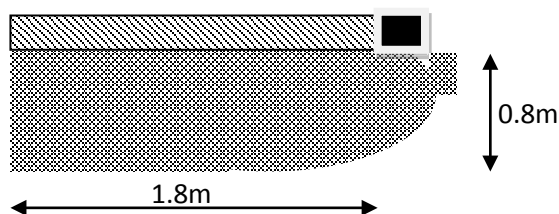
$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0039 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.

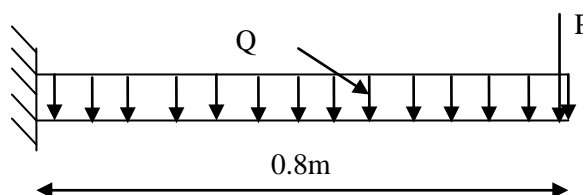


**Figure III.13:** schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

• **Dalle sur un seul appui :**



**Figure.III.14.**dalle sur un seul appui.



**Figure.III.15.**schéma statique de la dalle sur un seul appui.

Pour une bande de 1m on a:

$$q_u = 11.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$$

$P=1\text{KN}$  qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)

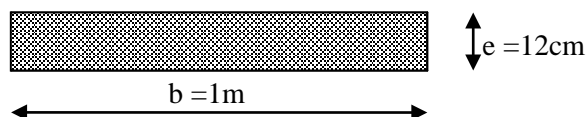
Donc après calcul, on trouve :

$$M_u = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 10.38 \text{ KN}$$

- **Ferrailage :**

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



**Figure.III.16.**Section de la dalle pleine a ferrailé.

Le tableau 3.13 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

**Tableau.III.32.**Calcul du ferrailage de la dalle du balcon

$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)
4.69	1.04	1.57	4H12=4.52	25	4HA10=3.14

- **Vérification diverse :**

- a) **A l'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 10.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.103 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.103 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- b) **A l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ )

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

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Le tableau (Tab3.14) résume la vérification des contraintes :

**Tableau.III.33.**vérification des contraintes

$M_{ser}$ (KN)	y(m)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
3.35	3.57	7545.7	1.58	15	vérifiée	62.83	240	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Le tableau (Tab3.15) illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

- **État limite de déformation :**

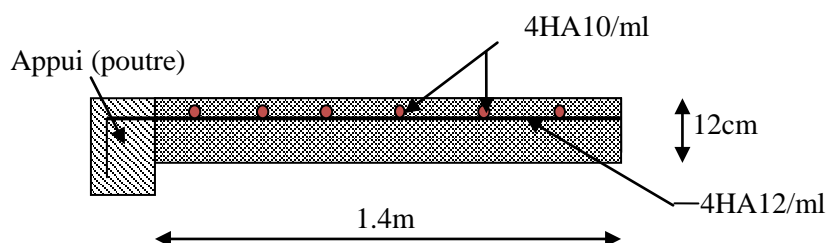
$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{80} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,15 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,15 > \frac{3,35}{10 \times 7,98} = 0,04$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée

**Schéma de ferrailage :**



**Figure.III.17.**schéma de ferrailage de la dalle type1.

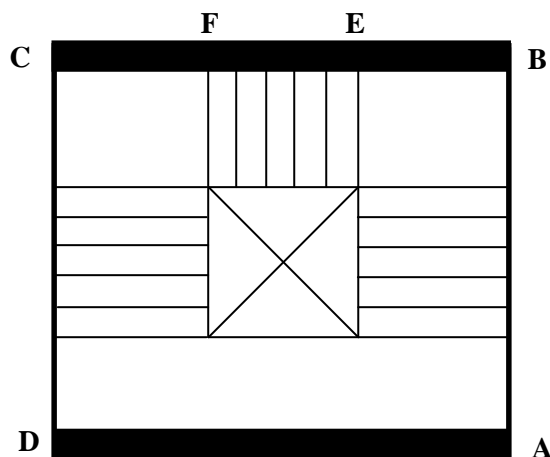
### III.3.Etude des Escaliers :

#### III.3.1.Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier, escalier à trois volées, escalier balancé.

#### Type 1 : escalier a trois volées.



Ce type se calcule comme suit :

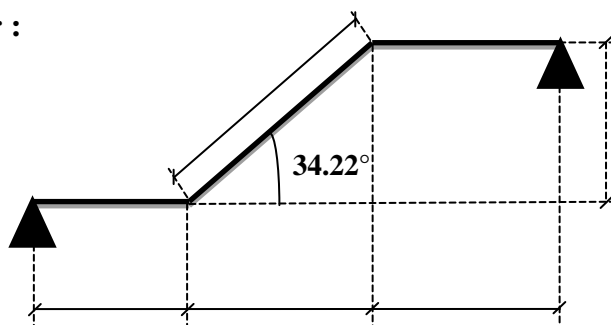
**1<sup>er</sup>) Partie AB=DC :**

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.19 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



**Calcul à l'ELU:**

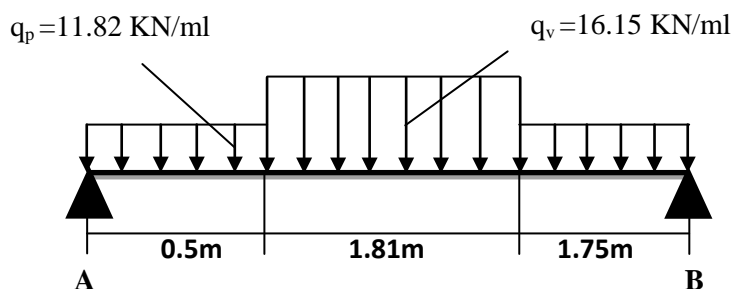
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.19) + (1.5 \times 2.5) = 16.15 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique:



- Calcul des sollicitations:

**Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

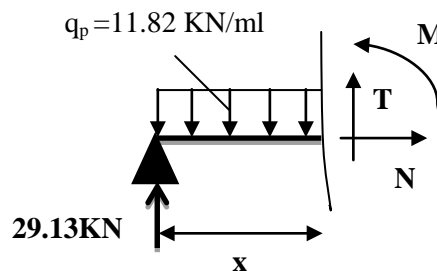
$$R_A = 29.13 \text{ KN.}$$

$$R_B = 26.71 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments :**

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 0.5 \text{ m}$

$$M = 29.13x - 5.91x^2$$



$$T = 11.82x - 29.13$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-29.13 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=0.5 \rightarrow M=13.08 \text{ KN.m} \\ T=-23.21 \text{ KN} \end{cases}$$

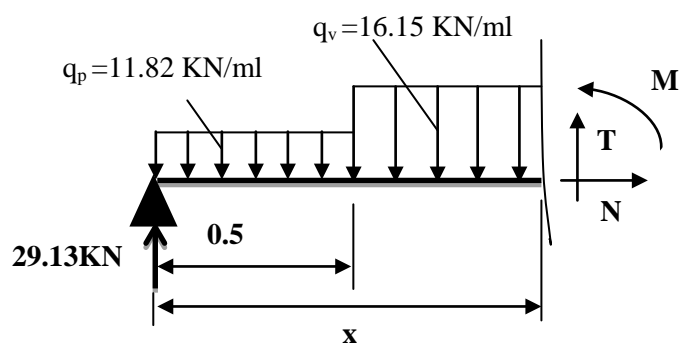
• 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.5 \text{ m} < x < 2.31 \text{ m}$

$$M = 29.13x - 8.07(x-0.5)^2 + 2.95(x-0.5)/2$$

$$T = -11.22 + 16.15x - 29.13$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.5 \rightarrow M = 13.08 \text{ KN.m} \\ T = -23.21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 2.31 \rightarrow \begin{cases} M = 28.64 \text{ KN.m} \\ T = 6.02 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul  $M^{\max}$ :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de  $x$  :  $\frac{dM}{dx} = 0 \quad x = 1.93 \text{ m}$

Donc  $M^{\max} = 29.77 \text{ KN.m.}$

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 29.77 = -14.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 29.77 = 22.32 \text{ KN.m.}$$

• Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34. Tableau de ferrailage de la partie AB=DC de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :**

En travée							
Mu(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
22.32	0.06	0.079	0.159	4.14	1.93	4.52=4HA12	25



En appui							
-14.88	0.04	0.05	0.156	2.73	1.93	<b>3.14=4HA10</b>	25

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 29.13 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{t}{b \times d} = \frac{29.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.18 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

• **Armatures de répartition :**

$$\text{En appuis : } A_r^a = A / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = A / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

• Soit :  $\begin{cases} A_r^a = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 25 \text{ cm}$ .

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 9.19 + 2.5 = 11.69 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
21.01	19.22	1.93	21.48	18.25	4.02	11896.1	<b>6.18</b>	15	vérifiée
En appui									
21.01	19.22	1.93	21.48	8.59	3.44	8787.11	<b>3.69</b>	15	vérifiée

- Etat de déformation :

- $\frac{h}{L} = \frac{18}{406} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625$  .....condition non vérifié

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.36. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
4.06	4.52	11.15	13.83	18.26	11896	51922
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
4.02	35541	24751	17879	37501	<b>0.64</b>	<b>0,81</b>

- Schéma de ferrailage :

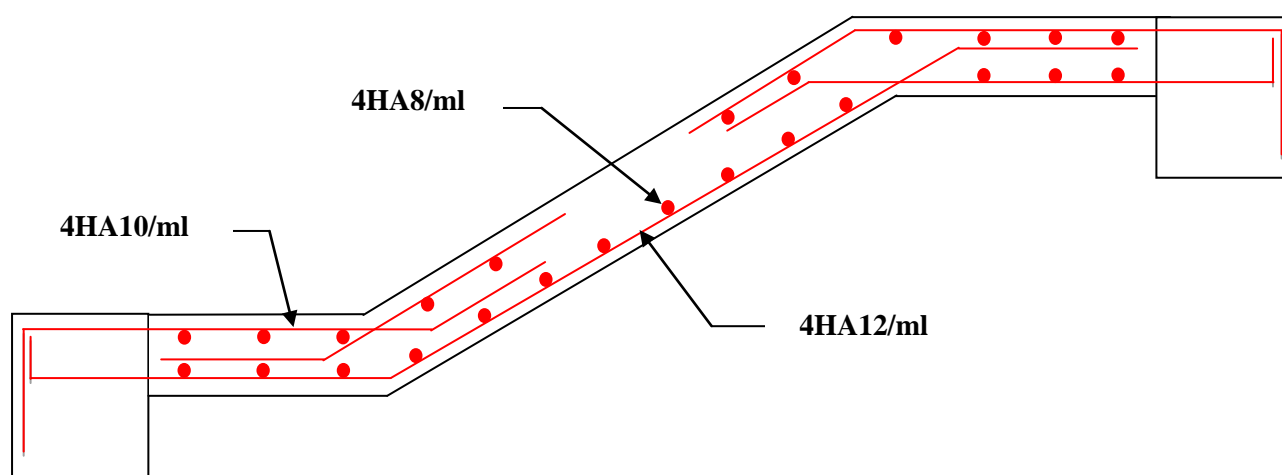


Figure. III.18. Schéma de ferrailage de la partie 1.

**2<sup>ème</sup>) Partie CD :**

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=7.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Ce type se calcule comme une console.

**Calcul à l'ELU :**

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.38) + (1.5 \times 2.5) = 13.71 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.37 : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie :**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
17.45	0.122	0.164	0.093	5.36	1.2	5HA12/ml =5.65	4HA8/ml =2.01

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2, 5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 5HT12, soit  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

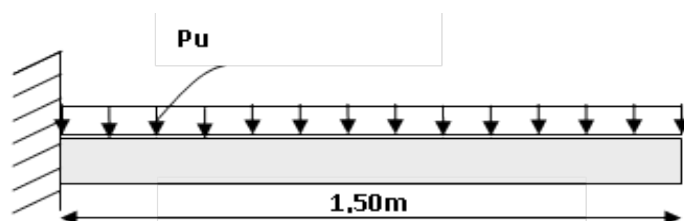
- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.219 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$



$$P_s = (7.38 + 2.5) = 9.88 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.88 \times 1.50^2)/2 + 1.5 \times 1] = 12.61 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50 y^2 + 84.75 y - 847.5 = 0$$

$$y = 3.35 \text{ cm.}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3.35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.61 \times 10^{-3}}{5001.03} \times 0.0335 = 8.44 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuire donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00565 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

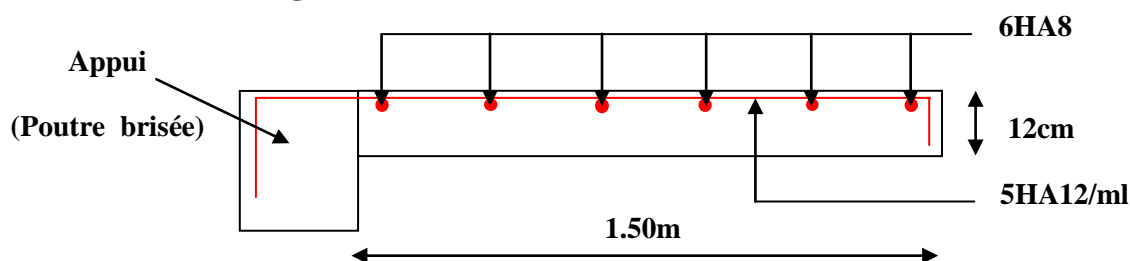
**Tableau III.38 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :**

L (m)	B (m)	H (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
1.50	1.00	0.12	5.65	0	6.46	9.80	12.61	4.72	6

• **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Schéma de ferraillage :**



**Figure. III.19. Schéma de ferraillage de la partie 2 de l'escalier.**

• **Calcul de la poutre brisée :**

**Dimensionnement :**

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

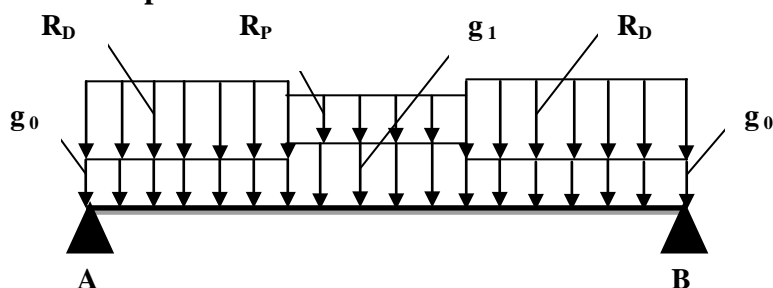
$$L = 1.4 + (1.50 / \cos 34.22^\circ) + 1.5 = 4.71 \text{ m}$$

$$\frac{471}{15} \leq h \leq \frac{471}{10} \Rightarrow 31.4 \text{ cm} \leq h \leq 47.1 \text{ cm}$$

Donc soit  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$ .

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

**1. Calcul à la flexion simple :**



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.40 / \cos 34.22^\circ = 4.23 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_B = 26.71 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 20.56 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par la partie AB et DC.

$R_P$  : la charge ramenée par la partie EF.

- **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau III.39. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
37	37	2.26	<b>21.79</b>	<b>32.68</b>	<b>37</b>

- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau III.40. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis:**

Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
32.68	0.203	0.286	0.159	2.02	<b>5.90</b>
<b>En appui</b>					
21.79	0.135	0.182	0.166	2.02	<b>3.77</b>

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32} = 0.330 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit  $St=20\text{ cm}$

$St=20\text{ cm} < \min(0.9 d ; 35\text{ cm})=28.8\text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

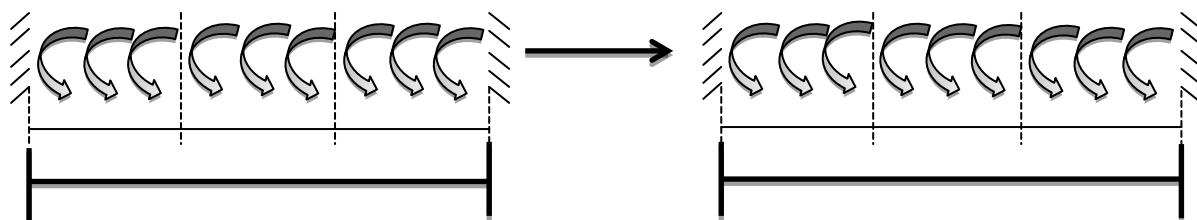
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7\text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.330 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.65\text{ cm}^2 \leq 0$$

Donc  $A_t = 0.70\text{ cm}^2$

## 2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 14.88\text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_t = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{14.88 \times 4.7}{2} = 34.97\text{ KN.m.}$$

### • Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 35 = 5.83\text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5.83) \times (40 - 5.83) = 996.74\text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7\text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{34.97 \times 10^{-3}}{2 \times 0.099674 \times 0.0583} = 3\text{ MPa}$$

On doit vérifier que

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

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_T = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.33)^2 + (3)^2} = 3.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(35 - 5.83) + (40 - 5.83)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{34.97 \times 10^{-3} \times 1.2668 \times 1.15}{2 \times 0.099674 \times 400} = 6.38 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion :**

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

Si on fixe  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega f_e} = \frac{34.97 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.099674 \times 400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armatures transversales :**

$$A_l = A_l^{\text{flexionsimple}} + A_l^{\text{torsion}}$$

$$A_l = 0.70 + 1.01 = 1.71 \text{ cm}^2$$



$$St = 20cm.$$

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_l^a = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

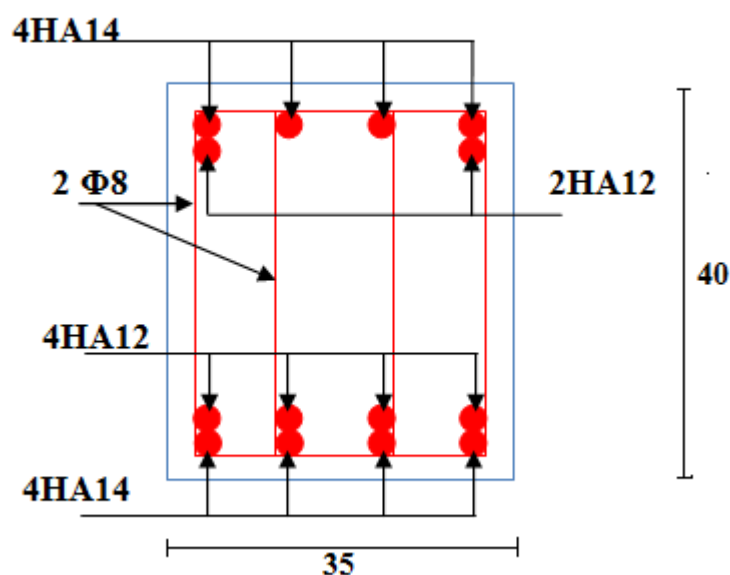
$$A_l^a = 3.77 + \frac{6.38}{2} = 6.96cm^2.$$

**En travée :**

$$A_l^t = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 5.90 + \frac{6.38}{2} = 9.09cm^2.$$

- Choix de ferrailage :**
  - Pour  $A_l^t$  on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_l^a$  on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_t$  on choisit 2 cadre de  $\Phi 8$ =2.00 cm<sup>2</sup>.
- Schéma de ferrailage :**



**Figure.III.20.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.**

**Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.41. Calcul à l'ELS :**

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$X(m)$	$M_a (KN .m)$	$M_t(KN.m)$
27.65	27.65	2.17	<b>15.62</b>	<b>23.43</b>

**Vérification de  $\sigma_{bc}$  :****Calcul de y :**

$$\frac{35}{2} y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 3) - 15 \times 10.68 \times (37 - y) = 0$$

$$17.5 y^2 + 286.5 y - 6306.3 = 0$$

$$y = 12.48 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_{sc} (y - d')^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$\frac{35 \times 12.48^3}{2} + 15 \times 8.42 \times (12.48 - 3)^2 + 15 \times 10.68 \times (37 - 12.48)^2$$

$$I = 141683.63 \text{ cm}^4$$

- Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.43 \times 10^{-3}}{141683.63 \times 10^{-8}} \times 0.1248 = 2.063 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- La flèche :**

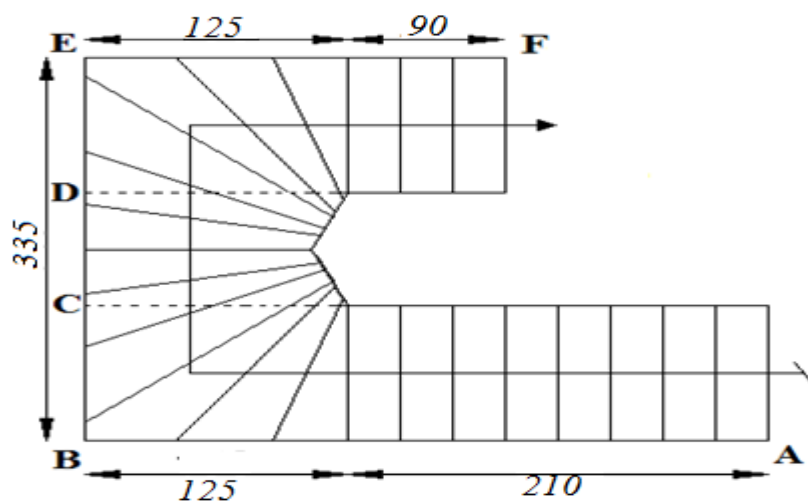
$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{40}{470} = 0.085 \succ \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.085 \succ \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{32.68}{15 \times 69.90} = 0.031 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{35 \times 37} = 0.0082 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

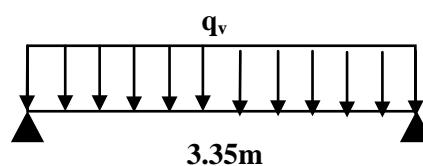
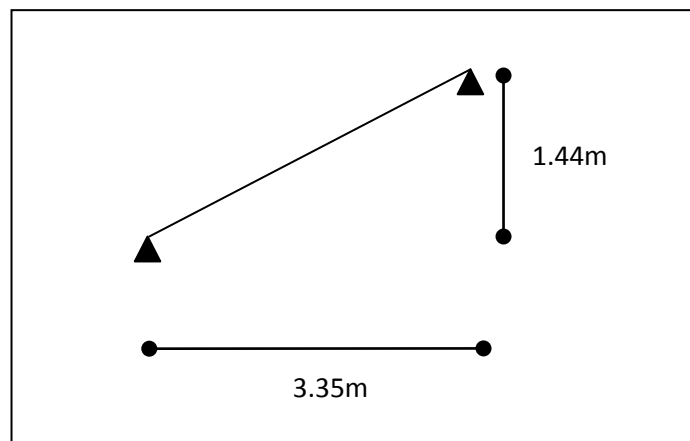
- **Type 2 : escalier balancé.**



**Figure.III.21. Schéma de l'escalier basculé.**

Ce type d'escalier se calcule par assimilation à un escalier à trois volées défini comme suit :

➤ **Première volée (AB)**



**Figure. III.22. Schéma statique de la première volée.**

**La charge permanente sur la volée**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.25 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

**Calcul à l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (1,35G_v + 1,5q_v) \times 1 = 16.23 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M^{\max} = 22.77 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 27.19 \text{ KN}$$

$$M_t = 17.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -11.39 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.42. Section d'armatures de la première volée.**

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
17.08	0.0470	0.0602	0.156	3.15	1.93	<b>4HA12=4.52</b>	25
En appui							
-11.39	0.0313	0.0398	0.157	2.10	1.93	<b>4HA10=3.14</b>	25

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Armatures de répartition**

- **En travée :**  $A_r = (A_t / 4) = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{4HA8}=2.01 \text{ cm}^2$

- **En appui :**  $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{4HA8}=2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification des espacements**

– Armatures principales :  $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**

– Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 27.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.75 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M^{\max} = 16.48 \text{ KN.m}, M_t = 12.36 \text{ KN.m}, M_a = -8.24 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$  :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.43. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.**

	M(KN.m)	A <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	12.36	4.52	4.03	11896.14	4.19 < 15	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	-8.24	3.14	3.43	8787.11	3.23 < 15	<b>Vérifiée</b>

- **Etat limite de déformation :**

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

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0537 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0462 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche.

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

**Tableau. III.44. Évaluation de la flèche pour la première volée.**

L (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
335	4.52	9.83	16.77	21.52	0.72	0.67

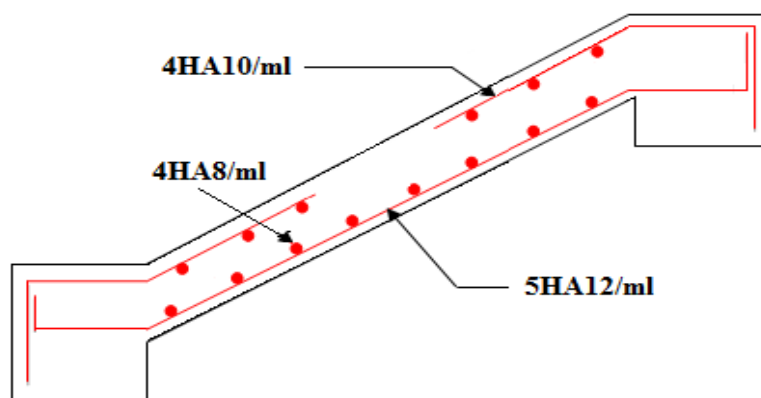
D'après le logiciel SOCOTEC, la flèche n'est pas vérifiée. Donc on augmente la section d'armatures.

Après augmentation de la section d'armatures au niveau de la travée, on aura les résultats suivants :

**Tableau. III.45. Évaluation de la flèche après augmentation de la section de ferrailage.**

As (cm <sup>2</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
<b>5HA12 = 5.65</b>	0.61	0.67

- **Schéma de ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée**



**Figure. III.23.** Schéma de ferrailage de la première volée.

➤ **Deuxième volée (CD) :**

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties et une charge concentrée ( $P_{gc}$ ) appliquée à son extrémité (garde de corps).

• **Evaluation des charges sur le palier :**

$$G = 9.42 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{gc} = 1.35 \times (\gamma \times V) = 1.46 \text{ KN}$$

$$q_u = 16.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 11.92 \text{ KN/m}^2$$

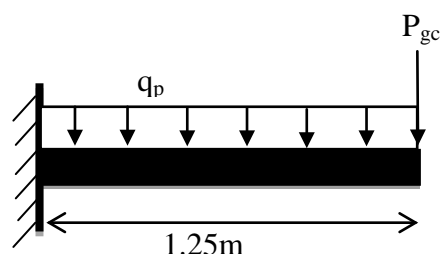
• **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -14.68 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_{gc} = 22.04 \text{ KN}$$

• **Calcul de la section d'armatures :**

Les résultats de calcul est résumés dans le tableau suivant :



**Tableau. III.46.** Section d'armatures de la deuxième volée.

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
-14.68	0.0404	0.0515	0.156	2.69	1.93	5HA10=3.93	20

• **Armatures de répartition**

- **En travée :**  $A_r = (A_t / 4) = 0.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8=2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification des espacements**

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ... **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 22.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$  :

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -11.14 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.47. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton**

M(KN.m)	A <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
-11.14	3.93	3.80	10647.84	4.10 < 15	Vérifiée

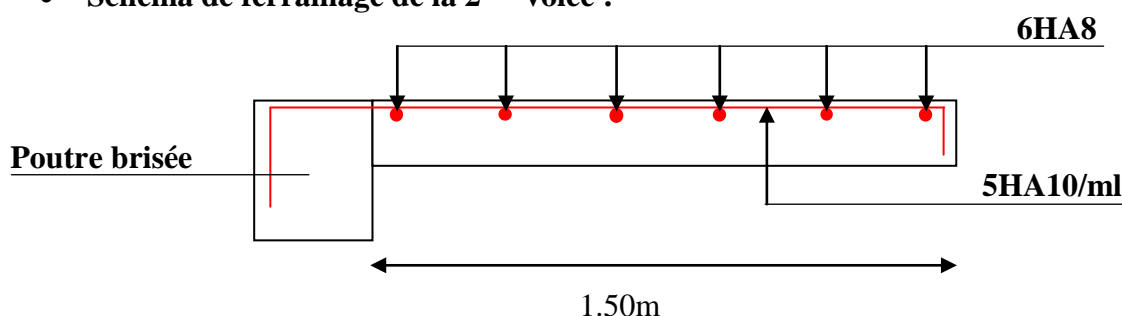
- **Etat limite de déformation :**

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

$$\frac{e}{l} = 0.14 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

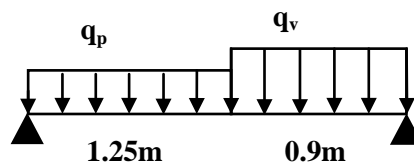
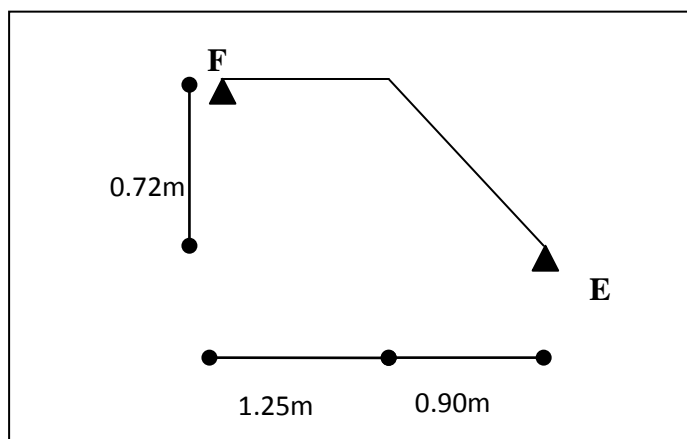
$$\frac{A}{b \times d} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée :**



**Figure. III.24. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.**

## ➤ Troisième volée (EF)

**Figure.III.25.** Schéma statique de la troisième volée.

- **La charge permanente sur la volée**
  - $G=9.56 \text{ KN/m}^2$ .
  - $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ .

**Calcul à l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (1,35G_v + 1,5q_v) \times 1 = 16.65 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M^{\max} = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17.90 \text{ KN}$$

$$M_t = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -4.81 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau .III.48.** Section d'armatures de la première volée.

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
7.23	0.0199	0.0251	0.158	1.31	1.93	4HA12=4.52	25
En appui							
-4.81	0.0132	0.0167	0.159	0.87	1.93	4HA10=3.14	25

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Armatures de répartition**

- **En travée :**  $A_r = (A_t / 4) = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}=2.01 \text{ cm}^2$



- **En appui** :  $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$
- **Vérification des espacements**
  - Armatures principales :  $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$
  - Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$
- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 17.90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### ➤ Vérification à l'ELS

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 12.06 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M^{\max} = 6.97 \text{ kN.m}, M_t = 5.23 \text{ kN.m}, M_a = -3.49 \text{ kN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$  :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.49. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.**

	M(kN.m)	A <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	5.23	4.52	4.03	11896.14	$1.77 < 15$	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	-3.49	3.14	3.43	8834.41	$1.01 < 15$	<b>Vérifiée</b>

- **Etat limite de déformation :**

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

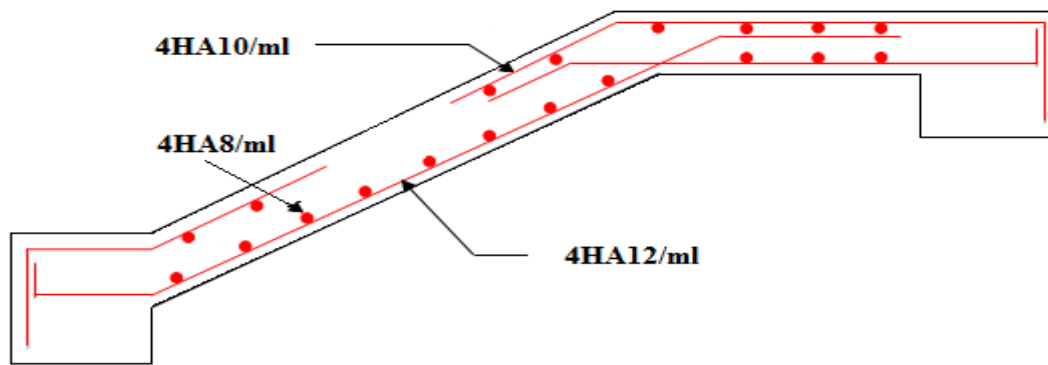
$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0837 > 0.0625 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0837 < 0.0750 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Les conditions sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage de la 3<sup>ème</sup> volée :**



**Figure.III.26.** Schéma de ferrailage de la troisième volée.

#### III.4. Etude de la poutre de chaînage :

- **Dimensionnement :**  $L_{\max} = 4.00m$

Selon le RPA (Art 9.3.3)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 26.66cm \leq h \leq 40cm .$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \text{ (30 cm est l'épaisseur de mur).}$$

On adopte : **h = 30cm ; b = 25cm.**

- **Calcul des sollicitations**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 \Rightarrow P_p = 1.88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.71 \times (3.78 - 0.3) \Rightarrow P_m = 9.43 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times (1.88 + 9.43) \Rightarrow P_u = 15.27 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 1.88 + 9.43 \Rightarrow P_s = 11.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 30.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 22.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -15.27 \text{ KN.m.}$$

**Calcul de la section d'armatures :**  $d = 0.27m$

**Tableau.III.50.** Section d'armatures de la poutre de chaînage.

En travée						
Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)
22.91	0.0885	0.116	0.2574	2.57	0.98	<b>3HA12=3.39</b>
En appui						
-15.27	0.0590	0.0761	0.2617	1.68	0.98	<b>3HA10=2.36</b>

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 30.54 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b}, f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit un cadre } \Phi 8 \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{25(0.45 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 142.93 \text{ cm (CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 80.4 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 80 \text{ cm}$$

On prend: **St = 8 cm**

➤ **Vérification à l'E.L.S**

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad M_0 = 22.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.97 \text{ KNm}, Y = 8.64 \text{ cm} \quad \text{et} \quad I = 22515.78 \text{ cm}^4$$

$$M_a = 11.31 \text{ KNm avec: } Y = 7.44 \text{ cm} \quad \text{et} \quad I = 16975.74 \text{ cm}^4$$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 6.51MPa) < 15MPa$  ..... **Condition Vérifiée**

En appui:  $(\sigma_{bc} = 4.96MPa) < 15MPa$  ..... **Condition Vérifiée**

- **Évaluation de la flèche**

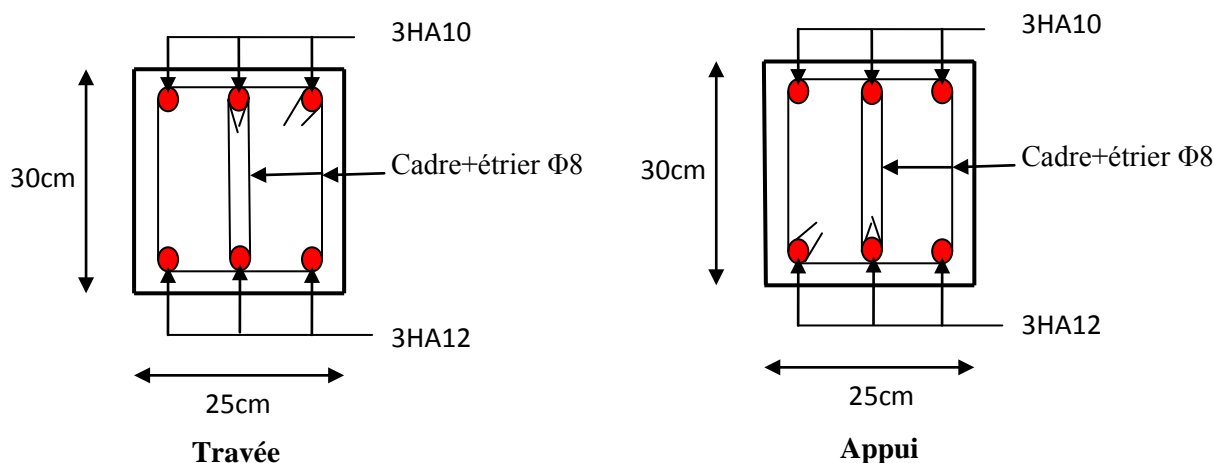
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.075 \geq 0.075 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.005 < 0.01 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**



**Figure.III.27.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.5. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F^p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

- **hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

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

$$S = (30 \times 10) + (30 \times 20) + (16 \times 5) + (16 \times 7) \times 0.5$$

$$S = 1236 \text{ cm}^2 = 0.1236 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc: } G = 25 \times 0.1236 \times 1$$

$$G = 3.09 \text{ KN/ml.}$$

- **Enduit de ciment :**

- Enduit extérieure : (e=1,50cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN / ml}$$

- Enduit intérieure : (e=1,5cm)

$$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN / ml}$$

$$\text{D'où : } G_T = G + G_1 + G_2 = 3.09 + 0.18 + 0.18$$

$$\text{Alors : } G_T = 3.45 \text{ KN/ml. (charge permanente totale).}$$

- a. **La charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est:  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

- **Charge verticale :**

**Tableau III.51. Charge permanente revenant à l'acrotère :**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.1236	3.09	0.36	3.45	1.00

- **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3.45 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.45 \Rightarrow F_p = 1.66 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.2 \text{ cm} \\ Y_G = 33.01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.45 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.66 \times 0.330 \Rightarrow M_{F_p} = 0.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.52. Combinaisons d'action de l'acrotère.**

	<b>RPA 99</b>	<b>E L U</b>	<b>E L S</b>
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	3.45	4.66	3.45
<b>M ( KN.m)</b>	1.15	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.15}{3.45} \times 10^2 = 33.33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$   
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

**Avec :**

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} , L/250)$$

$L$  : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max (2 \text{ cm} , 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.12} = 0.00864m$$

$$D'où : e = 0.33 + 0.02 + 0.00864 = 0.358m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

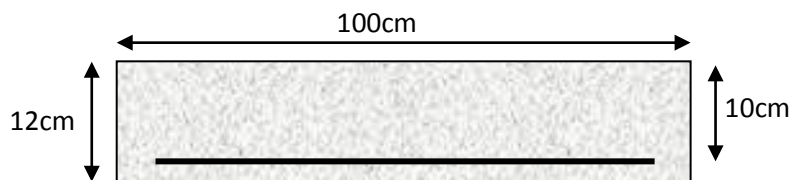
$$N_u = 4.66 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.66 \times 0.358 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$V = 2.66 \text{ Kn}$$

- **Ferraillage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU :**



**Figure. III.28. Section à ferrailler.**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - h/2) = 1.846 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.846 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.013m \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0163; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.846 \times 10^{-3}}{0.1 \times 348} \quad A_1 = 0.53cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.53 \times 10^{-4} - \frac{4.66 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.39cm^2$$

**Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.21cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / ml.$$



- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.66 + 1 = 2.66 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.66 \times 10^{-3} / (1 \times 0.1) = 0.0266 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0266 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

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

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 25 \text{ cm.}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.66 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.1 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.240 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.10 \text{ m ; } N_{ser} = 3.45 \text{ KN ; } M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m ; } \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/3.45) + (0.10 - 0.12/2) \Rightarrow e_1 = 0.214 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.1 - 0.214 \Rightarrow c = -0.114 \text{ m.}$$

$$c = -0.114 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.114)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.10 + 0.114)}{1} \Rightarrow P = -0.035 \text{ m}^2$$

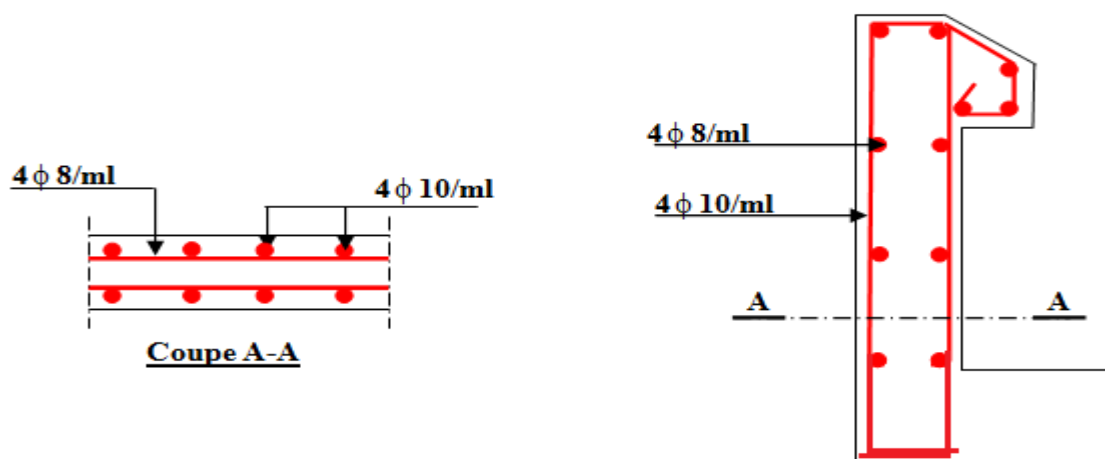
$$q = -2 \times (-0.114)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.10 + 0.114)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0038 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = 0.234 \Rightarrow y_{ser} = 0.12 \text{ m.}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 0.013 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{0.013} \times 0.12 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0318 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.**



**Figure.III.29.** Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).

# Chapitre IV

### IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène, qui peut introduire des dégâts matériels et humains importante. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de ces dégâts, l'étude de comportement de la construction sous l'action dynamique sismique assure la garantie parasismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue.

### IV.2. Méthodes de calcul

Selon le Règlement parasismique algérien (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### -Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

##### A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage.

étant donné que notre structure est implantée à Bejaia zone IIa selon RPA , et d'importance moyenne ( bâtiment à usage d'habitation ), groupe d'usage 2.

Le coefficient donc est  $A = 0.15$ .

**R : Coefficient de comportement global de la structure** : il est en fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet **R = 5** (contreventement mixte, portiques voiles avec interaction).

**Q : Facteur de qualité de la structure** : il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec **P<sub>q</sub>** comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

**Tableau IV.1:** Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

“ Critère q ”	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observée	P <sub>q</sub> /yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_{/xx} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) \Rightarrow Q_{/xx} = 1,2$$

$$Q_{/yy} = 1 + (0.05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) \Rightarrow Q_{/yy} = 1,2$$

**W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>** calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- **W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- **W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet, on a un bâtiment à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération **β = 0.20**.

- **Poids des éléments:**

Selon le calcul du sap2000 on a obtenu que le poids des éléments soit:  $W_G = 35688.682 \text{ KN}$

**D : Facteur d'amplification dynamique moyen**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol meuble classé comme site 2} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

**1) Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0.82 \Rightarrow \eta > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure et jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.57m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (27.57)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.60s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D: distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 29.7m, \quad D_y = 13.8m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.46s \\ T_y = 0.68s \end{cases}; T_2 = 0.4s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.46s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.6s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.4}{0.46}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.87 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.60}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.56 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.46 \Rightarrow T_x = 0.598s \\ T_y = 1.3 \times 0.60 \Rightarrow T_y = 0.78s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.2}{5} \times 35688.682 \Rightarrow V_x = 2402.56KN$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.2}{5} \times 35688.682 \Rightarrow V_y = 2004.28 \text{ KN}$$

#### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

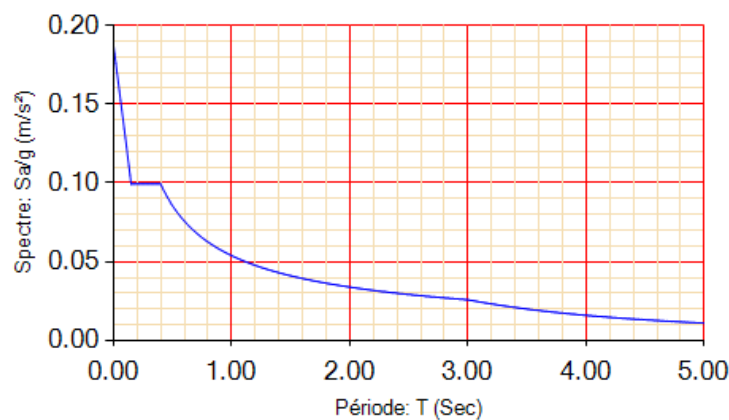


Figure IV.1. Spectre de réponse.



Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé SAP 2000.

.Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

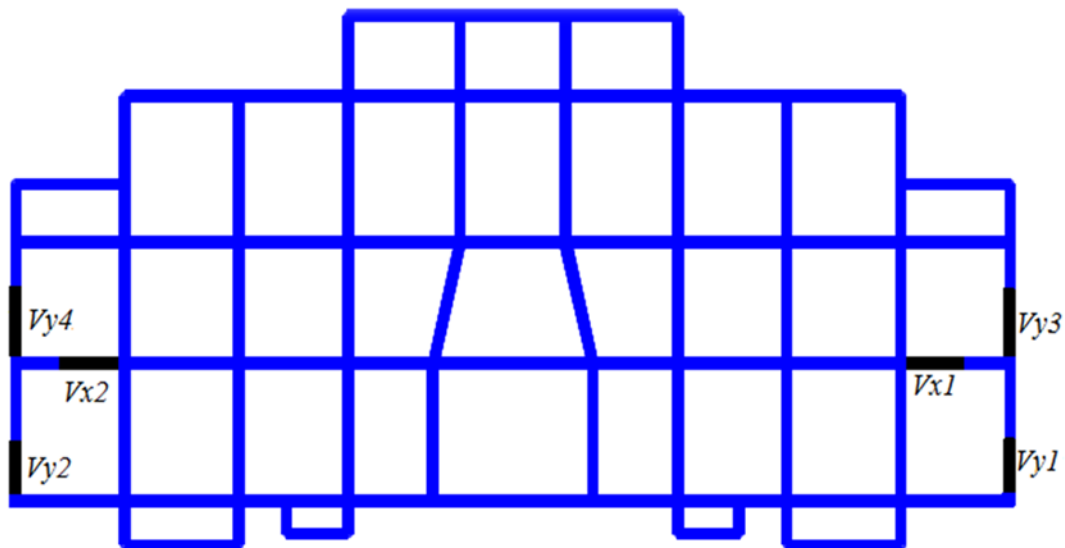
**Tableau. IV.2** : valeurs spectrales.

T(s)	$S_a/g$	T(s)	$S_a/g$	T(s)	$S_a/g$	T(s)	$S_a/g$	T(s)	$S_a/g$
0.00	0.188	1.10	0.051	2.20	0.032	3.30	0.022	4.40	0.014
0.10	0.129	1.20	0.048	2.30	0.031	3.40	0.021	4.50	0.013
0.20	0.099	1.30	0.045	2.40	0.030	3.50	0.020	4.60	0.013
0.30	0.099	1.40	0.043	2.50	0.029	3.60	0.019	4.70	0.012
0.40	0.099	1.50	0.041	2.60	0.028	3.70	0.018	4.80	0.012
0.50	0.086	1.60	0.039	2.70	0.028	3.80	0.017	4.90	0.011
0.60	0.076	1.70	0.038	2.80	0.027	3.90	0.017	5.00	0.011
0.70	0.068	1.80	0.036	2.90	0.026	4.00	0.016		
0.80	0.063	1.90	0.035	3.00	0.026	4.10	0.015		
0.90	0.058	2.00	0.034	3.10	0.025	4.20	0.015		
1.00	0.054	2.10	0.033	3.20	0.023	4.30	0.014		

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000.19

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000.19 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment. Riche de nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique, disponible, facilite considérablement interprétation et exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

#### IV .4. Disposition des voiles



**Figure IV.2:** Disposition des voiles.

#### IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

##### a) Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$ , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Tableau IV.3:** Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	$V_{dy}$ (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	2402.56	1922,049658	<b>3132.24</b>	Vérifiée
Sens yy	2004.28	1603,421105	<b>2886.73</b>	Vérifiée

$V_{dy}$  : effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP 2000.19

$V$  : effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

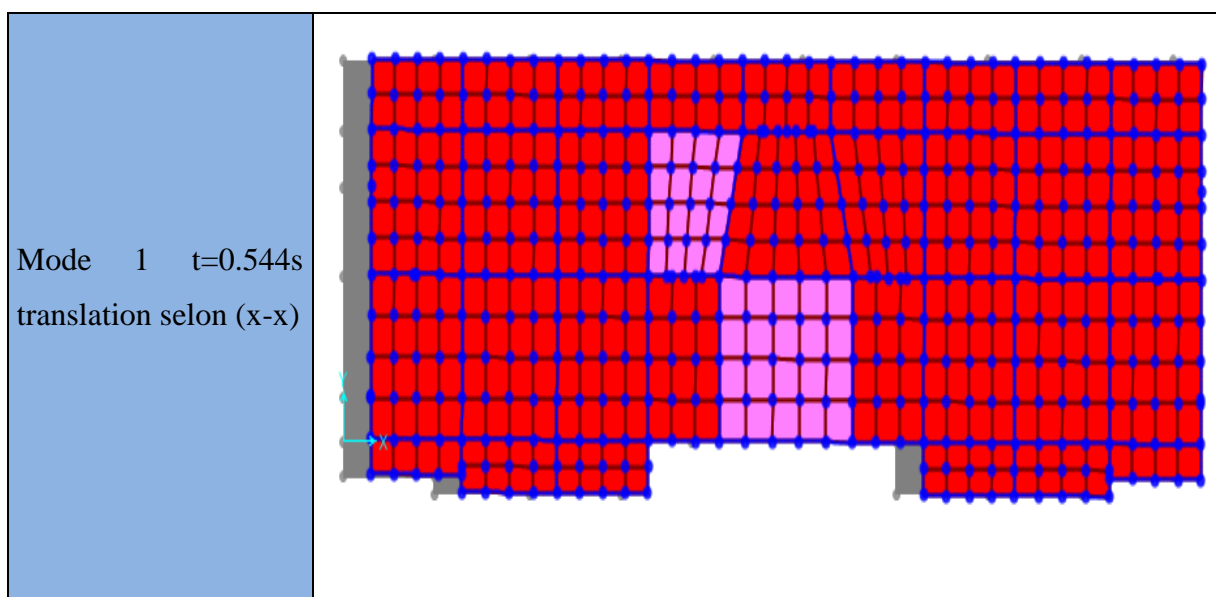
#### IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.19

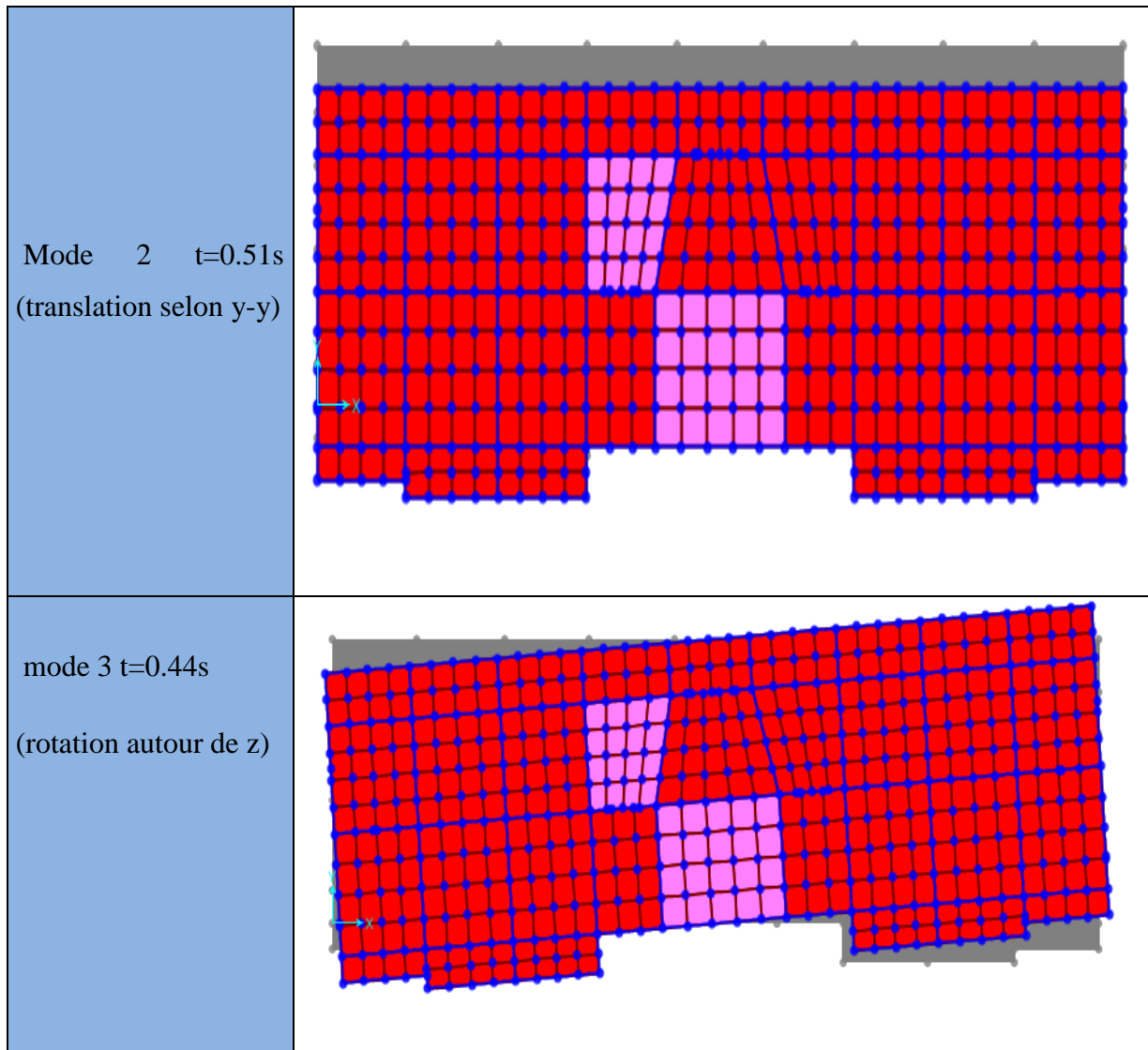
##### a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.4:** Périodes et taux de participation.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Step-	Step-	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Uni-	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,544466	0,00003822	0,52273	0,00003968	0,00003822	0,52273
Mode	2	0,510946	0,5388	0,00003725	2,913E-09	0,53884	0,52276
Mode	3	0,448862	0,00016	0,00001197	2,722E-09	0,539	0,52278
Mode	4	0,180099	0,07006	0,0000159	4,92E-08	0,60906	0,52279
Mode	5	0,178233	0,00001364	0,08408	0,00047	0,60908	0,60687
Mode	88	0,040362	0,00001632	0,00646	0,000009853	0,90343	0,8994
Mode	89	0,03999	0,00001512	0,00007204	0,00159	0,90344	0,89947
Mode	90	0,039695	0,00001086	0,00024	0,00024	0,90345	0,89971
Mode	91	0,03936	0,00027	0,00007885	0,00013	0,90372	0,89979
Mode	92	0,03927	0,000000862	0,00023	0,00077	0,90372	0,90002
Mode	93	0,039221	0,000021	0,00056	0,00683	0,90374	0,90059

**Tableau IV.5:** Modes de déformation.



**Analyse des résultats :** d'après le tableau IV.2 la participation modale du premier mode suivant la direction  $x$  est prépondérante :  $UX = 52.23\%$ , ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans le tableau IV.3. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction  $y$ ,  $UY = 53.88\%$ .

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 92<sup>ème</sup> mode dans le sens  $x$  et  $y$ .

#### b) Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

##### ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Sous charges verticales ;**

**Tableau IV.6:** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris		Observations
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)	
1 <sup>er</sup> entre sol	29992,552	1917,841	93,99	6,01	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	25942,726	2213,307	92,14	7,86	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> entre sol	22599,847	2015,746	91,81	8,19	Vérifiée
RDC	23966,42	2347,855	91,08	8,92	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	19388,488	1895,807	91,09	8,91	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	14648,641	1602,487	90,14	9,86	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	10163,726	1232,007	89,19	10,81	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	6029,154	1018,669	85,55	14,45	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	2861,492	526,123	84,47	15,53	Vérifiée

- **Sous-charges horizontales**

**Tableau IV.7:** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 <sup>er</sup> entre sol	571,764	255,227	69,14	30,86	402,432	236,347	63,00	37,00
2 <sup>ème</sup> entre sol	234,515	214,417	52,24	47,76	279,369	329,086	45,91	54,09
3 <sup>ème</sup> entre sol	392,88	366,244	51,75	48,25	200,557	421,606	32,24	67,76
RDC	2132,143	449,192	82,60	17,40	1633,135	782,969	67,59	32,41
1 <sup>er</sup> étage	2010,309	406,414	83,18	16,82	1536,987	724,405	67,97	32,03
2 <sup>ème</sup> étage	1702,116	376,475	81,89	18,11	1311,287	649,95	66,86	33,14
3 <sup>ème</sup> étage	1500,945	144,995	91,19	8,81	1253,657	297,733	80,81	19,19
4 <sup>ème</sup> étage	862,96	259,684	76,87	23,13	657,088	437,795	60,01	39,99
5 <sup>ème</sup> étage	629,615	87,462	87,80	12,20	515,397	125,808	80,38	19,62

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales et verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

**c) Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$  **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

**Tableau IV.8:** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Poteaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Remarque
Entre sol 1,2et3	P(50×55)	1321.179	2750	0,192	Vérifiée
RDC et E1	P(50×50)	1301.96	2500	0,208	Vérifiée
E2 et E3	P(45×45)	664.021	2025	0,161	Vérifiée
E4 et E5	P(40×40)	351.146	1600	0,120	Vérifiée

**d) vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \textbf{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  **RPA99 (Article 5.10)**

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9:** Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
27.57	0.013	0.065	0.0575	0.0075	3.06	0.0024
24.48	0.0115	0.0575	0.047	0.0105	3.06	0.0034
21.42	0.0094	0.047	0.0355	0.0115	3.06	0.0037
18.36	0.0071	0.0355	0.0225	0.013	3.06	0.0042
15.30	0.0045	0.0225	0.0095	0.013	3.06	0.0042
12.24	0.0019	0.0095	0	0.0095	3.06	0.0031
9.18	0.000033	0	0.0025	-0.0025	3.06	-0.00081
6.12	0.0005	0.0025	0.0015	0.001	3.06	0.00032
3.06	0.0003	0.0015	0	0.0015	3.06	0.00049

Sens yy				
$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
0.0008	0.004	0.003	0.001	0.00032
0.0006	0.003	0.002	0.001	0.00032
0.0004	0.002	0.0015	0.0005	0.00016
0.0003	0.0015	0.001	0.0005	0.00016
0.0002	0.001	0.0005	0.0005	0.00016
0.0001	0.0005	0	0.0005	0.00016
0.0000039	0	0.00048	-0.00048	-0.00015
0.000095	0.00048	0.000038	0.00044	0.00014
0.0000075	0.000038	0	0.000038	0.000012

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1\text{cm} < 0.01 \times h_e = 4\text{cm}$$

**e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si à tous les niveaux est satisfaite la condition suivante :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau «  $k$  ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage «  $k$  ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$  ;

- si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.10:** Vérification à l'effet P- $\Delta$ .

Hauteur (m)	$h_k$ (m)	$P_k$ (t)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (t)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (t)	$\theta_k$
27.57	3.06	0	0.0075	717.077	0	0.001	641.205	0
24.48	3.06	2956.47	0.0105	1122.644	0.0090	0.001	1094.883	0.00088
21.42	3.06	6185.58	0.0115	1645.94	0.014	0.0005	1551.39	0.00065
18.36	3.06	10060.53	0.013	2078.591	0.017	0.0005	1961.237	0.00072
15.3	3.06	14409.74	0.013	2416.723	0.023	0.0005	2261.392	0.00097
12.24	3.06	18936.7	0.0095	2581.335	0.077	0.0005	2416.104	0.0049
9.18	3.06	23460.52	-0.0025	759.124	-0.042	-0.00048	622.163	-0.0060
6.12	3.06	21948.66	0.001	448.932	0.0086	0.00044	608.455	0.0049
3.06	3.06	25319.92	0.0015	826.991	0.0015	0.000038	638.779	0.00048



On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 ; l'effet **P- $\Delta$**  n'a donc pas d'influence sur la structure.

#### **IV.7. Conclusion**

Après la modélisation, on a opté pour des voiles de 15 cm d'épaisseur. Sont aussi augmentées les sections de poteaux pour avoir des translations dans les deux premiers modes et atteindre à la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et au taux de participation massique.

Le comportement de la structure est lié directement à la géométrie de la structure, et au disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifiée tous les exigences du RPA tel que (période de vibration, taux de participation, L'effet P- $\Delta$ , effort normal réduit).

# Chapitre V

## V.1. Introduction

Les éléments structuraux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- |                 |            |                       |
|-----------------|------------|-----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ |                       |
| 2) $0.8G+E$     | 5) $G+Q$   | <b>RPA (art. 5.2)</b> |
| 3) $0.8G-E$     | 6) $G+Q+E$ |                       |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

### V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

**RPA (art 7.4.2.1)**

#### a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;  
6% en zones de recouvrement ;
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1:** Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Entre sol 1, 2 et 3.	50×55	22	110	165
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	20	100	150
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96

**b) Les armatures transversales :****RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_l$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **dans la zone nodale :**  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$  en zone IIa ;
- **dans la zone courante :**  $t \leq 15 \times \phi_l$  en zone I et IIa.

$\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

**La quantité d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{t \times b_l}$  en pourcentage est :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

**Avec :**  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ .

$a$  et  $b$  : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

$$l_r = 40\phi$$

### - Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000.19). Le tableau suivant récapitule les résultats:

**Tableau V.2:** Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V
50x55	-1699.066	-4.32	384.503	48.85	89.044	-532.62	78.73
50x50	-1301.96	-115.75	659.599	69.24	147.62	-696.96	85.98
45x45	-757.787	8.156	104.188	37.38	132.46	-351.75	63.52
40x40	-415.435	12.163	162.053	28.66	83.41	-154.21	48.213
30x30	-60.855	0.2678	3.002	0.5195	8.8852	-42.728	3.56

### V.2.2. Ferraillage des poteaux

#### a) Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA, et celui donné par SAP 2000.19 (expert robot), les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau V.3:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> ) sap2000	$A_{\text{mim}}$ (cm <sup>2</sup> ) RPA99	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol 1,2et3.	50x55	24.67	22	6HA20+8HA16=28.65
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50x50	15.24	20	4HA16+8HA14=20.36
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	11.47	16.2	12HA14=18.47
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	6.97	12.8	12HA12=13.57
Pot entre sol 1	30x30	4.5	7.2	4HA14+4HA12=10.68

Dans le tableau ci-dessus on remarque que le ferraillage le plus prépondérant est le ferraillage par RPA 99/2003.

**b) Armatures transversales :**

**Tableau V.4:** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Entre sol 1,2 et 3.	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage
Section (cm)	50x55	50x50	45x45	40x40
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	1.6	1.4	1.2
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2
$l_f$ (cm)	189.7	189.7	189.7	189.7
$\lambda_g$	3.45	3.78	4.21	4.74
$V_u$ (KN)	78.73	85.98	63.52	48.213
SAP2000				
$l_r$ (cm)	64	56	56	48
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15
$A'$ (cm)	2.21	2.41	1.99	1.69
$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ).	4.69	4.53	3.36	2.19
$A'_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	10HA8=5.03	10HA8=5.03	10HA8=5.03	10HA8=5.03

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{16\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 5.33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

### V.2.3. Vérifications de ferraillage

**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  :Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

**Exemple illustratif (RDC et 1<sup>er</sup> étage) :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 1.897m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.14 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{1.897}{0.14} \Rightarrow \lambda = 13.55 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = 2304 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.82 \times \left( \frac{0.2304 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 20.36 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1.15} \right) = 4079.37 \text{ KN}$$

On a  $N_{\max} = 1880.93 \text{ KN} < N_u = 4079.37 \text{ KN}$  condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

**b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

**Tableau V.5:** Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$I$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (KN)	$N_u$ (KN)
Entre sol 1,2 et 3.	50x55	2.71	1.897	0.16	11.85	0.83	22.24	2544	1321.18	4552.28
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50x50	2.71	1.897	0.14	13.55	0.82	20.36	2304	1301.96	4079.37
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	2.71	1.897	0.13	14.59	0.82	18.47	1849	664.021	3334.54
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	2.71	1.897	0.11	17.24	0.81	13.57	1444	351.146	2548.32

Au tableau ci-dessus, on constate que  $N_{\max} < N_u$  donc c'est vérifiée.

### c) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

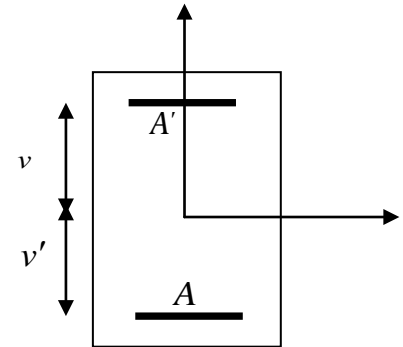
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$



**Figure V.1:** Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6:** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Entre sol 1,2 et 3.	50x55	50	22.24	29.93	25.07	0.0084	751.341	9.958	3.09	15
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50x50	45	20.36	27.18	22.82	0.0062	823.928	32.50	4.27	15
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	40	18.47	24.61	20.39	0.0042	550.018	29.48	4.44	15
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	35	13.57	21.69	18.31	0.0025	300.557	24.68	4.02	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

### d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$



$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**RPA (art 7.4.3.2)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7:** Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$D$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Entre sol 1,2 et 3.	50x55	1.897	3.45	0.04	50	78.73	0.31	1	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50x50	1.897	3.78	0.04	45	85.98	0.38	1	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	1.897	4.21	0.04	40	63.52	0.35	1	vérifiée
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	1.897	4.74	0.04	35	48.213	0.34	1	vérifiée

#### V.2.4. disposition constructive des poteaux

##### ▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 16\text{mm donc } L_r > 64\text{cm ; on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

##### ▪ Les zones nodales

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armature transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par  $h'$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour  $h' = 70$  cm pour tous les étages.

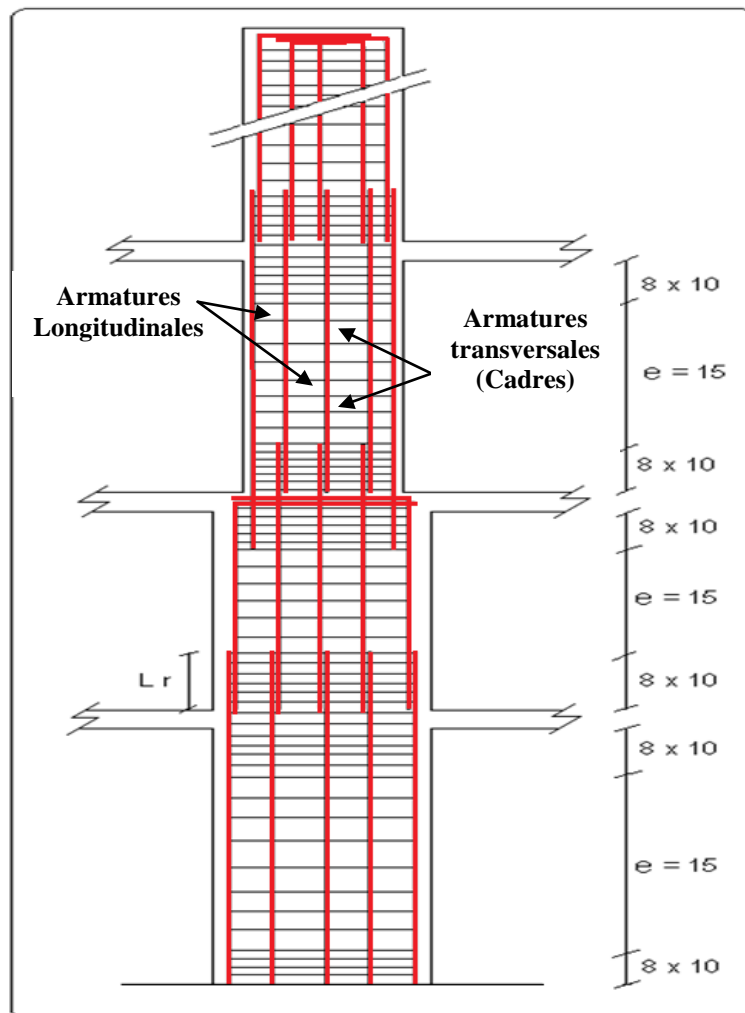
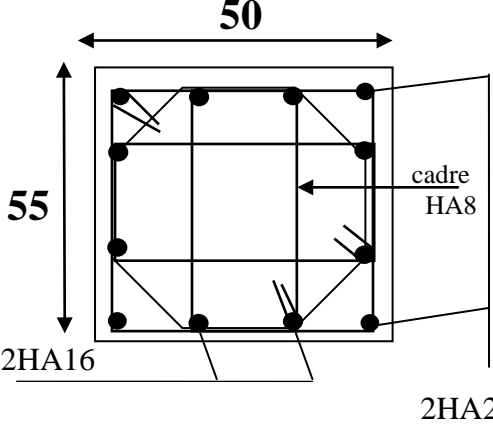
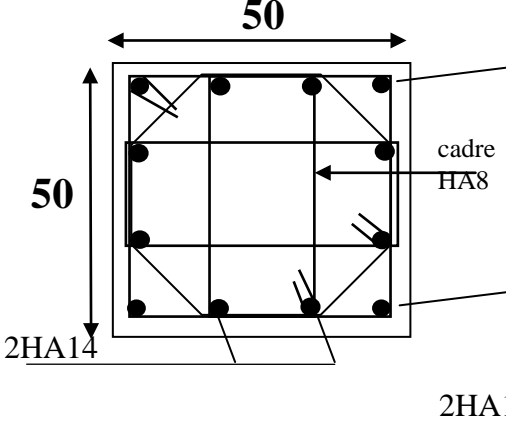
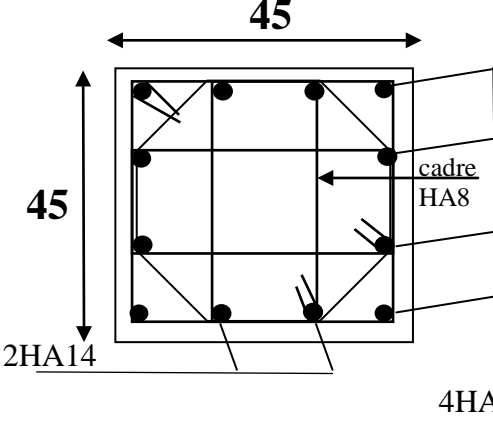
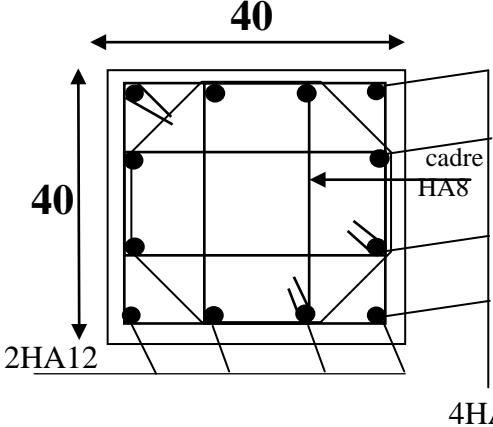


Fig. V. 2 : Réduction des sections de poteaux.

### V.2.5. Schémas de ferraillage des poteaux

**Tableau V.8:** Schémas de ferraillage des poteaux.

	
<p><b>Poteau (50×55) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteau (50×50) cm<sup>2</sup></b></p>
	
<p><b>Poteau (45×45) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteau (40×40) cm<sup>2</sup></b></p>

### V.3. Ferraillage des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

### V.3.1. Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante ;
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right) :$$
 dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} :$$
 en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### • Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9:** les sollicitations dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	M (KN.m)
Entre sol 1,2,et 3.	PP	30×35	Appuis	-56.56
			Travée	30.55
	PS	30×35	Appuis	-43.86
			Travée	37.80
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	30×35	Appuis	-108.35
			Travée	108.24
	PS	30×35	Appuis	-108.92
			Travée	93.51
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	30×35	Appuis	-95.43
			Travée	94.83
	PS	30×35	Appuis	-93.91
			Travée	81.07
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	30×35	Appuis	-81.52
			Travée	55.20
	PS	30×35	Appuis	-57.48
			Travée	50.62

### V.3.2. Ferraillage des poutres

Le ferraillage à adopter doit respecter les exigences du **RPA 99**.

#### a) Les armatures longitudinales

Le ferraillage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par SAP 2000 pour chaque type de poutres de chaque niveau.

**Tableau V.10:** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{cal}$ SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) et N <sup>bre</sup> de barres
Entre sol 1,2,et 3.	PP	30×35	Appuis	4.6	5.25	63	3HA16=6.03
			Travée	3.4	5.25	42	3HA16=6.03
	PS	30×35	Appuis	3.5	5.25	63	6HA12 =6.79
			Travée	3.4	5.25	42	6HA12 =6.79
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	30×35	Appuis	9.3	5.25	63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	9.3	5.25	42	3HA16+3HA14=10.65
	PS	30×35	Appuis	9.3	5.25	63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	7.9	5.25	42	3HA14+3HA12=8.01
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	30×35	Appuis	8.1	5.25	63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	8	5.25	42	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30×35	Appuis	7.9	5.25	63	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	6.7	5.25	42	6HA12=6.79
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	30×35	Appuis	6.8	5.25	63	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	4.5	5.25	42	3HA16=6.03
	PS	30×35	Appuis	4.7	5.25	63	6HA12=6.79
			Travée	4.1	5.25	42	3HA16=6.03

- Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{cm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 70\text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60\text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50\text{ cm}$$

## b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

$$\text{Avec : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

**c) Calcul des espacements des armatures transversales**

▪ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 29.7cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

▪ Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75cm ; \text{ soit } S_t = 8cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm ; \text{ soit } S_t = 15cm$$

**d) Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

**V.3.3. Vérifications [BAEL 91]**

**a) Vérifications à L'ELU**

**1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.20cm^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

**2) Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

**BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$

**Tableau V.11:** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	192.20	1.94	3.33	Vérifiée
Secondaires	169.41	1.71	3.33	Vérifiée

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

**Tableau V.12:** Vérification au cisaillement

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	8.01	192.20	108.35	5.52	5.42	Vérifiée
Secondaires	8.01	169.41	108.92	4.87	4.76	Vérifiée

**b) Vérifications à L'ELS**

**1) État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13:** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Principales	Appui	44.76	45856.65	10.16	9.92	15	Vérifiée
	Travée	17.41	27225.34	5.58	3.57	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	23.53	34396.84	8.73	5.97	15	Vérifiée
	Travée	18.65	27225.34	5.58	3.82	15	Vérifiée



## 2) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Tableau V.14:** Vérification à la flèche.

	h cm	B cm	l cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	400	8.01	0.087	0.075	0.008	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	335	8.01	0.10	0.075	0.008	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

## V.3.4. Schémas de ferraillages des poutres

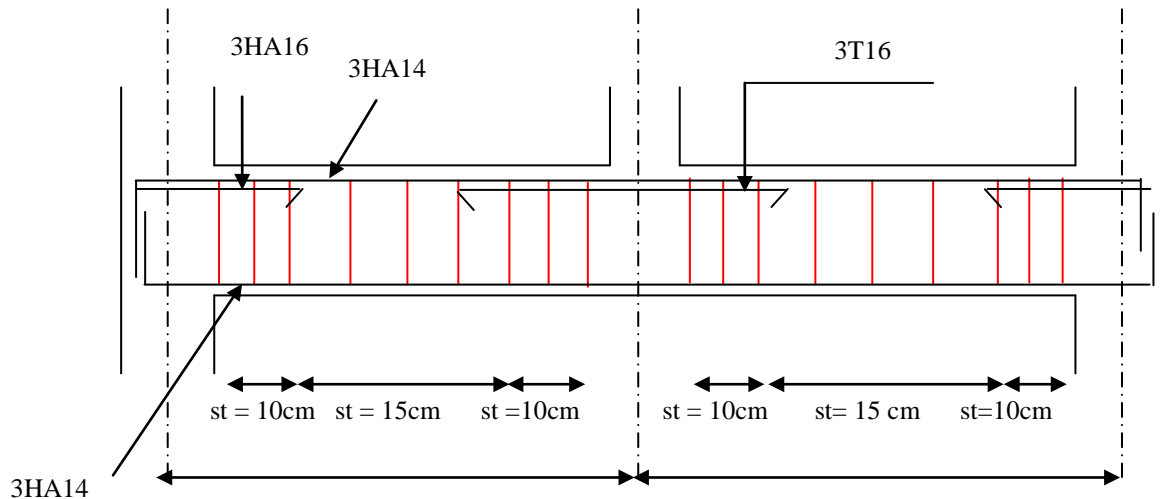
Tableau V.15: sections de ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires.

Entre sol 1,2et3.		
	En travée	En appui
PP	<p>Diagram showing the reinforcement for the main beam (PP) in the span (En travée). The beam has a width of 30 and a height of 35. The reinforcement consists of 3 top bars (3T16) and 3 bottom bars (3HA16). A stirrup cage (Cadre+étrier HA8) is indicated.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for the main beam (PP) at the support (En appui). The beam has a width of 30 and a height of 35. The reinforcement consists of 3 top bars (3T16) and 3 bottom bars (3HA16). A stirrup cage (Cadre+étrier HA8) is indicated.</p>
PS	<p>Diagram showing the reinforcement for the secondary beam (PS) in the span (En travée). The beam has a width of 30 and a height of 35. The reinforcement consists of 3 top bars (3HA12) and 3 bottom bars (3HA12). A stirrup cage (Cadre+étrier HA8) is indicated.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for the secondary beam (PS) at the support (En appui). The beam has a width of 30 and a height of 35. The reinforcement consists of 3 top bars (3HA12) and 3 bottom bars (3HA12). A stirrup cage (Cadre+étrier HA8) is indicated.</p>

RDCet1 <sup>er</sup> étage		
	En travée	En appui
PP		
PS		

2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage				
	En travée		En appui	
PP	<p>3HA14</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>		<p>3HA16</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>	
	<p>3HA12</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p> <p>3HA12</p>		<p>3HA12</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14</p> <p>3HA12</p>	

4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage		
	En travée	En appui
PP	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HA16</p> <p>3HA12</p>
PS	<p>3T12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HA16</p> <p>3HA12</p>



**Figure V.3:** Schéma de ferrailage des poutres principales RDC et 1<sup>er</sup> étage .

#### V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

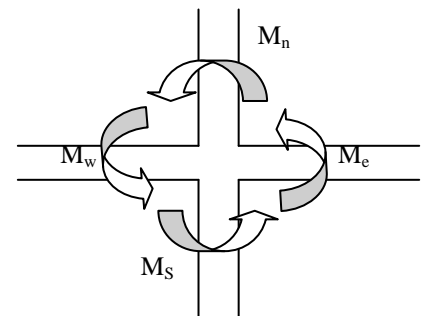
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

##### 1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $Z = 0.85 \times h$



**Figure V.2:** Schéma de la Zone nodale.

### 1.1. Poteaux

**Tableau V.16:** Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre sol 1,2 et 3.	50x55	0.467	12.34	200.44
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	50x50	0.425	10.18	150.48
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	0.382	9.24	122.77
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	0.34	6.78	80.18

### 1.2 Poutres

**Tableau V.17:** Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre sol 1,2 et 3.	PP	30x35	0.297	3.015	31.14
	PS	30x35	0.297	3.39	35.02
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	30x35	0.297	5.32	54.95
	PS	30x35	0.297	4.005	41.37
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	30x35	0.297	5.32	54.95
	PS	30x35	0.297	4.005	41.37
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	30x35	0.297	4.005	41.37
	PS	30x35	0.297	3.39	35.02

### -Vérification des zones nodales

**Tableau V.18:** Vérification des zones nodales.

Niveau	plan	M <sub>e</sub> = M <sub>w</sub>	M <sub>n</sub> et M <sub>s</sub>	1.25× (M <sub>e</sub> +M <sub>w</sub> )	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	Observations
Entre sol 1,2 et 3.	PP	31.14	200.44	77.85	400.88	Vérifiée
	PS	35.02	200.44	87.55	400.88	Vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	54.95	150.48	137.37	300.96	Vérifiée

	PS	41.37	150.48	103.42	300.96	Vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	54.95	122.77	137.37	245.54	Vérifiée
	PS	41.37	122.77	103.42	245.54	Vérifiée
4, et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	41.37	80.18	103.42	160.36	Vérifiée
	PS	35.02	80.18	87.55	160.36	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non dans les poteaux.

## V.5. Ferraillage des voiles

### 1) Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- flexion ;
- flexion par effort tranchant ;
- écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### 2) Les recommandations du RPA99

**a) Armatures verticales :** elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;



- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

**b) Armatures horizontales :** disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre **10Ø**.

**c) Armatures transversales :** elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m<sup>2</sup> au moins.

**d) Armatures de couture :** le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**e) Règles communes**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$ .

**f) Longueur de recouvrement**

$L_r = 40 \emptyset$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

### 3) Repérage des voiles

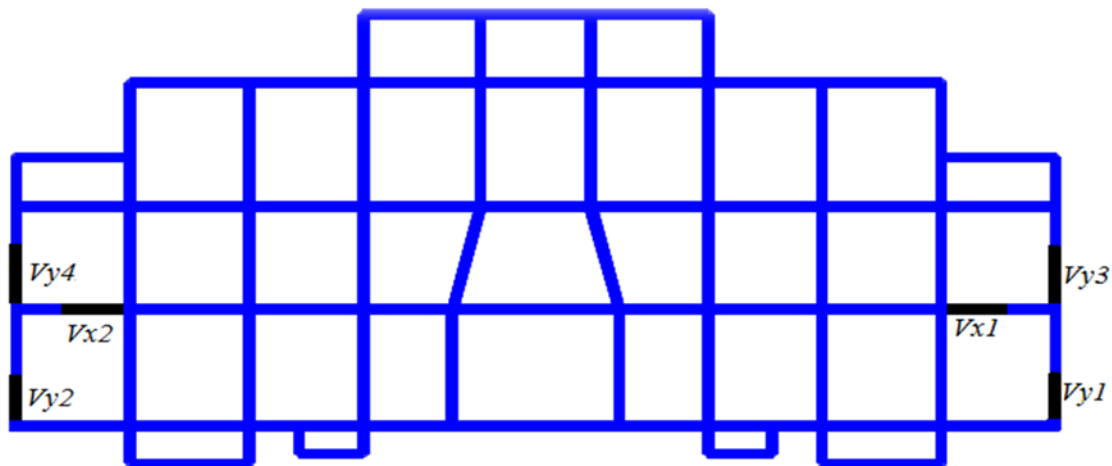


Figure V.5: Repérage des voiles.

### 4) Ferraillage des voiles

#### a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times l$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

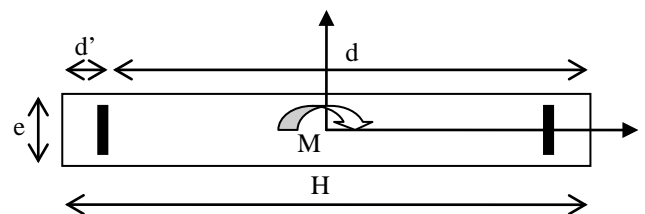


Figure V.6: Schéma d'un voile plein.

**b) Armatures horizontales :** elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}$  / face : section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V_{\min}}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{V_{\min}}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adpt}$  / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

$N_{bre}/face$  : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{min}$  /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A_h^{adpt}$  / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

$A_v^{adpt}$  / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

➤ **voile plein**

- **sollicitations de calcul**

**Tableau V.19:** Récapitulation des efforts dans les voiles .

		N <sub>max</sub> → M cor.		N <sub>min</sub> → M cor.		M <sub>max</sub> → N cor		V
<b>Entre sol 1,2 et 3.</b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	733.643	209.443	96.393	-171.839	209.443	733.643	153.81
	<b>V<sub>y1</sub></b>	705.264	46.830	112.727	-87.869	-217.52	320.948	168.718
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	882.154	454.1	-122.567	-439.93	454.12	882.154	228.09
	<b>V<sub>y1</sub></b>	1054.29	580.33	-249.45	-578.51	580.33	1054.29	220.05
	<b>V<sub>y2</sub></b>	824.293	253.9	-381.39	-261.295	255.49	753.92	188.772
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	440.081	20.20	157.14	-181.388	204.46	391.894	196.085
	<b>V<sub>y1</sub></b>	313.382	-85.568	74.397	-177.51	-200.38	145.12	160.41
	<b>V<sub>y2</sub></b>	212.133	19.95	49.13	3.721	80.71	179	104.972
		255.1	126.4	46.979	-85.923	126.442	255.1	147.732

<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>V<sub>x1</sub></b>							
	<b>V<sub>y1</sub></b>	313.382	-85.568	74.397	-177.51	-200.38	145.12	160.41
	<b>V<sub>y2</sub></b>	146.437	1.326	39.199	-44.885	47.774	107.862	78.264

$$\tau = \frac{V}{e \times d} ; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile} ; d : \text{ hauteur utile.}$$

**RPA( art 7.7.2)****Tableau V.20:** sollicitations et ferraillage du voile V<sub>x1</sub> dans tous les niveaux.

<b>Niveau</b>	<b>Entre sol 1,2 et 3.</b>	<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>
<b>Voiles</b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	<b>V<sub>x1</sub></b>	<b>V<sub>x1</sub></b>
<b>L(m)</b>	1.95	1.95	1.925	1.9
<b>e(m)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>M (KN.m)</b>	209.44	454.1	20.2	126.4
<b>N (KN)</b>	733.64	882.1	440.008	255.1
<b>V (KN)</b>	153.8	228.1	196.1	147.7
<b><math>\tau</math> Mpa</b>	0.81	1.21	1.05	0.80
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A<sub>v cal</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	15.17	0.14	6.77	0.04
<b>A<sub>v min</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	4.38	4.38	4.33	4.27
<b>A<sub>v adop</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	15.39	11.31	7.85	7.85
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	10HA14	10HA12	10HA10	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20
<b>A<sub>h cal</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	0.76	1.14	1	0.76
<b>A<sub>h min</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	4.38	2.77	4.33	2.73
<b>A<sub>h adop</sub>/face (cm<sup>2</sup>)</b>	7.85	7.85	7.85	7.85
<b>N<sup>barre</sup>/face</b>	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20

**Tableau V.21:** sollicitations et ferraillage du voile Vy1 dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2 et 3.	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage
<b>Voiles</b>	<b>V<sub>y1</sub></b>	<b>V<sub>y1</sub></b>	<b>V<sub>y1</sub></b>	<b>V<sub>y1</sub></b>
<b>L(m)</b>	2.25	2.25	2.225	2.2
<b>e(m)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>M (KN.m)</b>	46.8	580.33	-85.60	-85.6
<b>N (KN)</b>	705.2	1054.3	313.4	313.4
<b>V (KN)</b>	168.7	220.05	160.4	160.4
<b><math>\tau</math> Mpa</b>	0.77	1.014	0.75	0.75
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A<sub>v cal</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	11.03	0.17	6.16	6.18
<b>A<sub>v min</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	5.06	5.06	5	4.95
<b>A<sub>v adop</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	11.31	7.85	7.85	7.85
<b>N<sup>barre</sup> /face</b>	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20
<b>A<sub>h cal</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	0.73	0.95	0.7	0.70
<b>A<sub>h min</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	5.06	3.44	5	4.95
<b>A<sub>h adop</sub> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	7.85	7.85	7.85	7.85
<b>N<sup>barre</sup> /face</b>	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20

**Tableau V.22:** sollicitations et ferraillage du voile Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage
<b>Voiles</b>	<b>V<sub>y2</sub></b>	<b>V<sub>y2</sub></b>	<b>V<sub>y2</sub></b>
<b>L(m)</b>	1.25	1.225	1.2
<b>e(m)</b>	0.15	0.15	0.15

<b>M (KN.m)</b>	253.9	19.95	1.326
<b>N (KN)</b>	824.3	212.1	146.4
<b>V (KN)</b>	188.8	104.9	78.3
<b><math>\tau</math> Mpa</b>	1.12	0.88	0.67
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5
<b><math>A_{v_{cal}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	0.13	3.75	2.15
<b><math>A_{v_{min}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	2.81	2.75	2.7
<b><math>A_{v_{adop}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	3.93
<b><math>N^{barre}</math> /face</b>	5HA10	5HA10	5HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20
<b><math>A_{h_{cal}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	1.47	0.84	0.63
<b><math>A_{h_{min}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	1.90	2.75	2.7
<b><math>A_{h_{adop}}</math> /face (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	3.93	3.93
<b><math>N^{barre}</math> /face</b>	5HA10	5HA10	5HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20

▪ Vérification à l'effort tranchant

RPA (art 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

### V.3.4. Schéma de ferraillage

Pour le schéma de ferraillage, on fera celui du entre sol 1, 2 et 3 ( $V_{x1}$ ) comme exemple

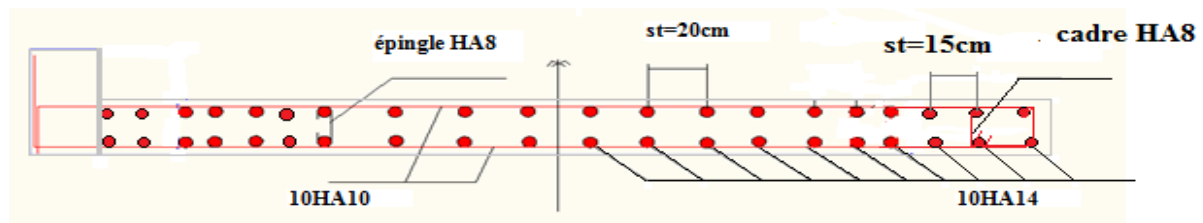


Figure V.7. schéma de ferraillage du voile Vx1.

**V.6. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailler.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferraillage du RPA est majoritaire.

Pour que l'interaction soit vérifiée on a augmenté les sections des poteaux.

Nous passons enfin au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

# Chapitre VI



### VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.
- La hauteur du bâtiment.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 2.2 m.

### VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

## VI.4. Étude des fondations

### 1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$N = N_0 + N_1$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_0$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison  $G + Q + E$ , obtenu par le SAP 2000.19.

$N_1$  = l'effort dû au poids de la semelle

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

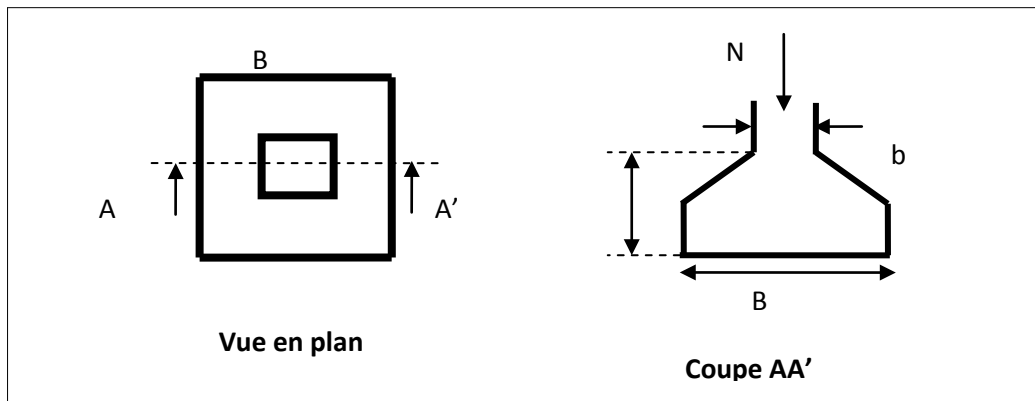


Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ( $a \times b$ ), donc  $S = A \times B$ . on suppose  $S = 1.5 \times 1.5$  m

$$N_0 = 1321.179 \text{ KN.}$$

$$V = (A \times B)H = 1.5 \times 1.5 \times 0.2 = 0.45 \text{ m}$$

$$N_1 = V \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

$$N = N_0 + N_1 = 1332.42 \text{ KN (l'effort estimé dû au poids de la semelle isolée)}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}} \text{ AN: } B = 3.12 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### 2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

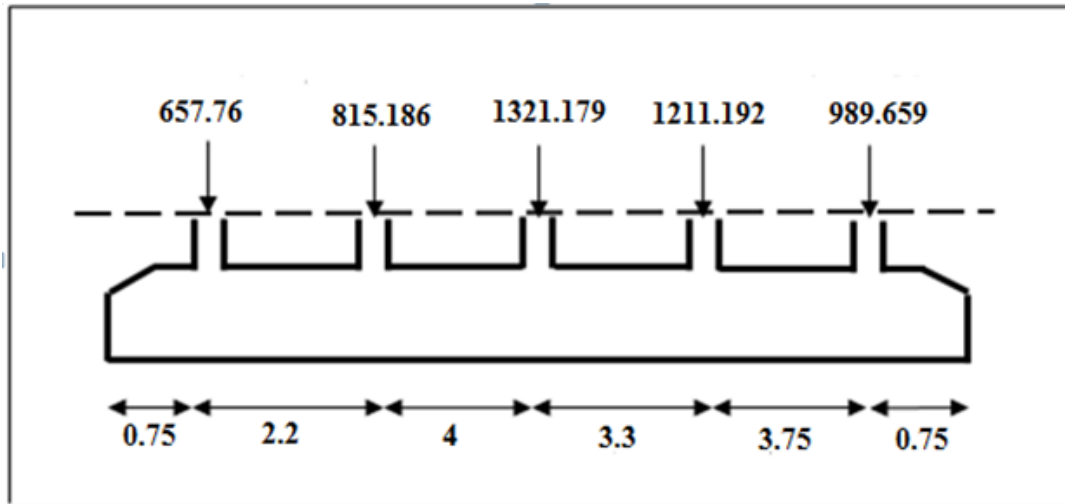


Fig.VI.2. Schéma d'une semelle filante.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 657.76 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 815.186 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 1321.179 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 1211.192 \text{ KN}$

$N_5 = 989.659 \text{ KN}$

$$N_0 = \sum_{i=1}^5 N_i = 4994.976 \text{ KN}$$

$$N_1 = 14.75 \times 1.5 \times 0.2 \times 25 = 110.63 \text{ KN}$$

$N_1$  = l'effort estimé du au poids de la semelle filante

$$N = N_0 + N_1 = 5105.606 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5105.606 \times 10^{-3}}{0.15 \times 14.75} = 2.30 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens de fondations.

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure seront les semelles filantes.

### a. Étude des semelles filantes sous poteaux

#### 1-Dimensionnement (coffrage)

##### - Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{4994.976 \times 10^{-3}}{0.15} = 33.30 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; \text{ avec } L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 14.75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{33.30}{14.75} = 2.26 \text{ m} ; \text{ soit : } B = 2.30 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ )**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

- $c$  : enrobage des armatures ;  $c = 5 \text{ cm}$  ;
- $d$  : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :  $d > \frac{B-b}{2}$  .

$$d = 0.875 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.05 + 0.875 = 0.925 \text{ m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0.93 \text{ m}}$$

**Remarque :**

avec le choix de  $d > \frac{B-b}{2}$  , les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiés.

**- Charges agissantes sur la semelle**

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 4994.976 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i ; \text{ avec :}$$

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2 : \text{surface transversale de la longrine.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 13.25 = 39.75 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 50 \times 55 = 2750 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ;  $h = 1 \text{ m}$ .

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ;  $n = 5$  poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0,50 \times 0,55 \times 1 \times 5 = 34,37 \text{ KN}.$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

Avec :

$$S: \text{ surface de la semelle ; } S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{4994,976}{0,15} = 33,30 \text{ m}^2$$

$h_t$  : hauteur totale de la semelle ;  $h_t = 0,93 \text{ m}$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 33,30 \times 0,93 = 774,225 \text{ KN}.$$

$$N_{(\text{terre})} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \quad \gamma_h : \text{ poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20,9 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(\text{terre})} = 20,9 \times 1 \times 33,3 = 695,97 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{Total}} = 5840,32 \text{ KN}.$$

#### - Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{5840,32}{150} = 38,93 \text{ m}^2.$$

#### - Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75 \text{ m}.$$

$$L = 14,75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{38,93}{14,75} = 2,63 \text{ m} ; \text{ soit : } B = 2,65 \text{ m}.$$

#### - Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :

$$d > \frac{B-b}{2}.$$

$$d = 1,05 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 1,05 = 1,1 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } h_t = 1,10 \text{ m}.$$

### 2- Le Ferrailage

#### a- Aciers principaux ( $A_{//B}$ )

$$A_{//B} = \frac{N_u.(B-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

avec :

$N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte d'acier ;  $\overline{\sigma}_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$ .

### b- Aciers de répartition ( $A_{\perp B}$ )

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$$

- Application numérique :

$B = 2.65 \text{ m}$  ;  $N_u = 5840.32 \text{ KN}$  ;  $b = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 105 \text{ cm}$  ;  $l = 4 \text{ m}$ .

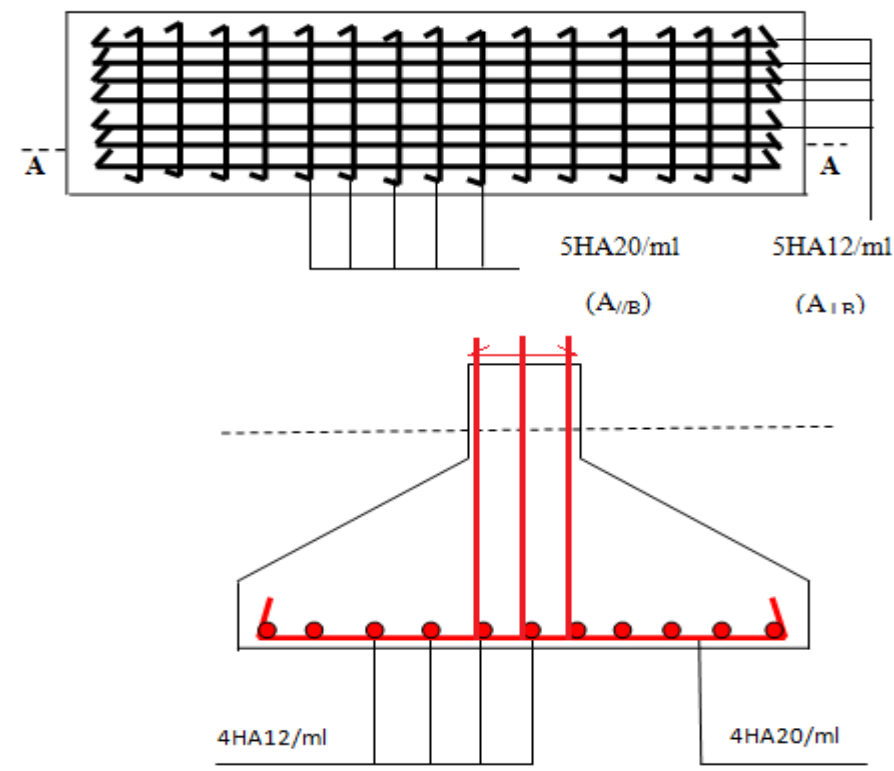
$$A_{//B} = \frac{5840.32 \times 10^{-3} \times (2.65 - 0.55)}{8 \times 1.05 \times 348} = 41.95 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 16HA20 = 50.27 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.

$$A_{\perp B} = \frac{30.25}{4} = 10.48 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA12 = 11.31 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.

### • Schéma de ferrailage



**Figure VI.3:** schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.

## b) Étude des poutres de rigidité

### 1- Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

### 2- Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad (\text{CBA93 art II.2.b})$$

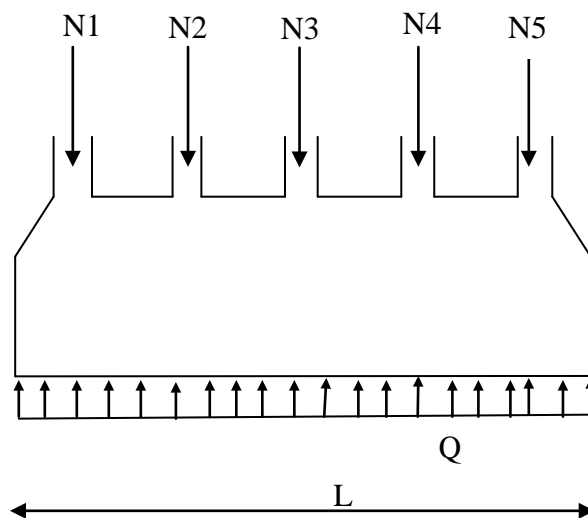
L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4 \text{ m} \Rightarrow \frac{400}{9} \leq h \leq \frac{400}{6} \Rightarrow 44.44 \leq h \leq 66.66 \text{ (cm)}$$

Soit :  $h = 65 \text{ cm}$ .

$b = b_{\text{avant poteau}} \Rightarrow b = 50 \text{ cm}$

### 3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité



**Figure VI.4:** Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 4994.976 \text{ KN}, L = 14.75 \text{ m} \rightarrow Q = 338.64 \text{ KN/ml}$$

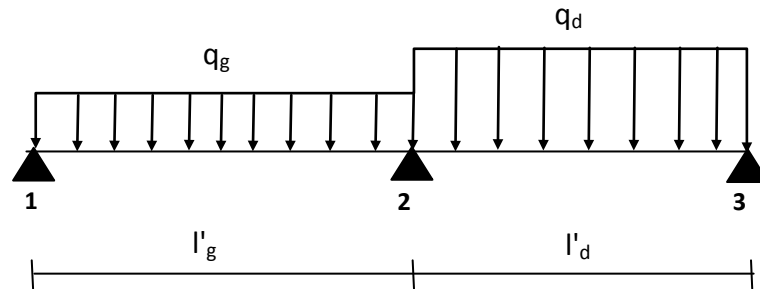
### 4- Calcul des sollicitations

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ **Principe de la méthode de Caquot**



**Figure VI.5:** schéma statique d'une poutre à deux travées.

- **Moment en appui :**  $M_2 = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)}.$

Avec :

$M_2$  : moment fléchissant en appui 2.

$q_g, q_d$  : charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré (dans notre cas  $q_g = q_d$ ).

$l'_g, l'_d$  : longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré (2) :

$$l' = \begin{cases} 0,8 l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ 1 & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

- **Moment en travée:**  $M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}.$

Avec :

$M_0$  : moment isostatique dans la travée considérée ;  $M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (1 - x).$

Pour  $M = M^{\max}$  :  $\frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}.$  (Cas d'une charge répartie).

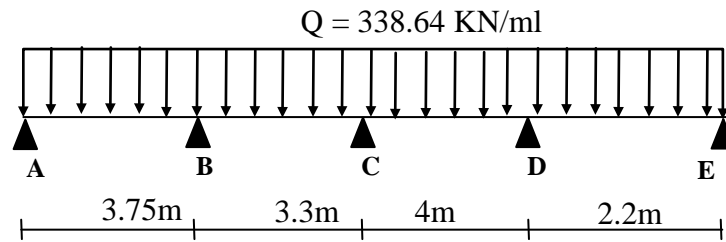
-**Effort tranchant maximal:**

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{q}{2}(1-2x) + \frac{M_d - M_g}{l}.$$

$$V_g = V(0) = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}.$$

$$V_d = V(l) = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}.$$



➤ **Poutre de rigidité****Figure VI.6:** schéma statique de la poutre de rigidité.**a) Moment en appui :**

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{338.64(3.75^3 + (0.8 \times 3.3)^3)}{8.5(3.75 + (0.8 \times 3.3))} = -443.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = \frac{338.64((0.8 \times 3.3)^3 + (0.8 \times 4)^3)}{8.5(0.8 \times 3.3 + 0.8 \times 4)} = -349.062 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{338.64((0.8 \times 4)^3 + (2.2)^3)}{8.5(0.8 \times 4 + (2.2))} = -320.314 \text{ KN.m.}$$

**b) Moment en travée**✓ **Travée AB:**

$$x_0 = \frac{3.75}{2} - \frac{(95.24) - (-443.50)}{338.64 \times 3.75} = 1.6 \text{ m.}$$

$$M_0(1.6) = \frac{338.64 \times 1.6}{2} (3.75 - 1.6) = 582.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_1(1.6) = 582.46 + 95.24 \left(3.75 - \frac{1.6}{3.75}\right) + 443.50 \times \frac{1.6}{3.75} = 338.62 \text{ KN.m.}$$

les moments qui agissent sur les différentes travées de la poutre de rigidité sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.1:** sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.

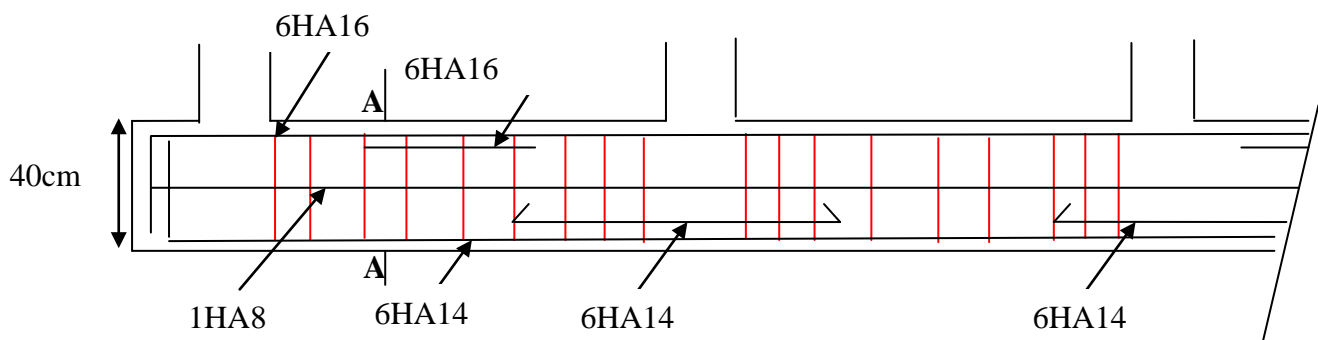
Travées	L (m)	q (KN/ml)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)
AB	3.75	338.64	1.6	338.63	-95.24	-443.50
BC	3.3	338.64	1.73	65.9	-443.50	-349.06
CD	3	338.64	2.02	342.66	-349.06	-320.31
DE	2.2	338.64	1.40	12.55	-320.31	-95.24

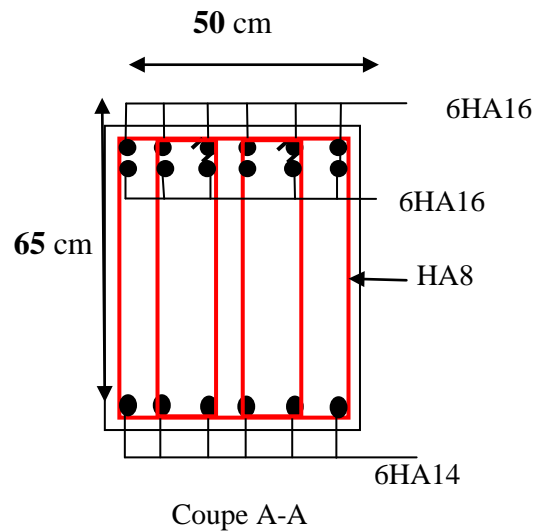
### 5- Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**Tableau VI.2:** ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
AB	338.63	-95.24	16.67	4.46	12HA14=18.47	12HA14=18.47
BC	65.9	-443.50	3.77	22.36	12HA12=13.57	12HA16=24.13
CD	342.66	-349.06	16.88	17.22	12HA14=18.47	12HA14=18.47
DE	12.55	-320.31	3.77	15.70	12HA12=13.57	12HA14=18.47





**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

**c)-Semelle filante sous voile (mur de soutènement) :**

**-Calcul de la charge**

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i »}.$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{avant poteau})}$$

$$N_{(\text{voile périphérique})} = 325.88 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{Total}} = 4054.298 + 34.37 + 39.75 + 325.88 = 4454.30 \text{ KN}$$

**La charge répartie  $Q = 290.63 \text{ KN/ml}$**

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{290.63}{150} = 1.93 \text{ m}$$

Soit  $B = 2 \text{ m}$ .

**Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :**

$$d > \frac{B-b}{2}.$$

$$d = 0.9 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.05 + 0.9 = 0.95 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.95 \text{ m}$$

**-Ferrailage**

**a- Aciers principaux ( $A_{//B}$ ):**

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} ;$$

Avec :

- $N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle ;
- $\overline{\sigma_{st}}$  : contrainte d'acier ;  $\overline{\sigma_{st}} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$ .

**b-Aciers de répartition ( $A_{\perp B}$ ):**  $A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$ .

**- Application numérique**

$B = 2\text{m}$  ;  $N_u = 290.63\text{KN}$  ;  $b = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 900 \text{ cm}$  ;  $l = 1\text{m}$ .

$$A_{//B} = \frac{290.63 \times 10^{-3} (2 - 0.55)}{8 \times 0.9 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA12/ml =  $5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20cm.

$$A_{\perp B} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$  (pour les HA)

On adopte : 5HA10/ml =  $3.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20cm

**d)- Les longrines**

**1- Définition**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les poteaux.

**2- Rôle des longrines**

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui des poteaux s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**3- Dimensions minimales de la section transversale des longrines**

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \text{ (C'est notre cas).} \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur  $h$  des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [1] \text{ (Art IV.2. 3)}$$

avec :

$L_{\max}$  : longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{\max} = 7,5 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm.}}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont :  $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

#### 4)- Calcul des longrines

**RPA (Art 10.1.1.b)**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\mathbf{F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}}$$

avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_2 \\ \text{Zone : zone II} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{\alpha = 15}$$

#### 5)- Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

##### a- Les armatures longitudinales( $A_l$ )

**BAEL (Art. A.4. 5. 33)**

$$A_l \geq (A_{(ELU)} ; A_{(ELS)}) .$$

Avec :

➤  $A_{(ELU)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite ultime :  $A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$

♦  $F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{Umax}$  : effort normal dans le poteau le plus sollicité à

L'ELU.

♦  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  : contrainte limite ultime de l'acier.

➤  $A_{(ELS)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite de service :  $A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$

♦  $F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{Smax}$  : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à

l'E.L.S.

♦  $\sigma_s = 202 \text{ MPa}$  : Contrainte limite de service de l'acier.

##### b-Condition de non-fragilité

**BAEL (Art.A.4. 2.1)**

$$A_{\min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{5.51 \text{ cm}^2}.$$

**c-Minimum d'armature exigé par le RPA****RPA (Art.10.1.1.b)**

$$A_{\min} = 0,6 \% b.d = 0,6\% 30 \times 35 = \mathbf{6.30 \text{ cm}^2}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3:** Ferrailage longitudinal des longrines.

$N_{Umax}$ (KN)	$F_{ELU}$ (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{Smax}$ (KN)	$F_{ELS}$ (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_I$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min(B.A.E.L91)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min(RPA99)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
1699.066	113.27	3.25	1236.055	82.40	3.37	3.37	5.51	6.30	<b>6T12=6.79</b>

**b- Les armatures transversales ( $A_t$ )**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right] = \min [1; 1,2; 3] = 1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On va choisir un cadre et un étrier  $\Rightarrow$  3 barres.

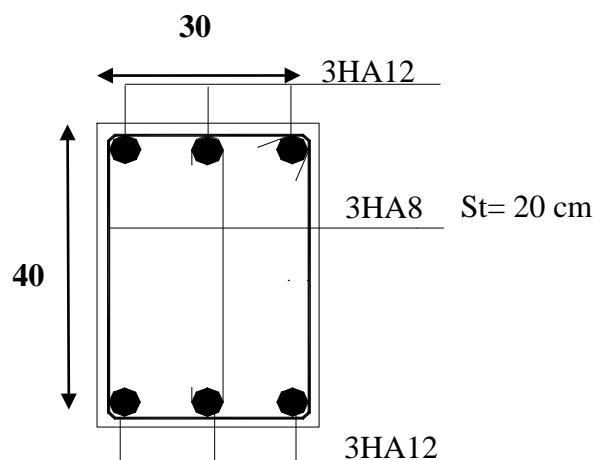
$$\text{Donc, on adoptera } 3HA8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

**c- Espacement****RPA (Art.10.1.1.b)**

$$s_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15\phi_{l \min}]$$

$$s_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15 \times 1,2_{\min}] = \min [20 \text{ cm}; 18_{\min}] = 18 \text{ cm.}$$

soit :  $s_t = 15 \text{ cm.}$

**6- Schéma de ferrailage des longrines****Figure VI.8:** schéma de ferrailage des longrines.

### VI.4.1. Étude des fondations isolés pour le niveau RDC

#### 1. Vérification du coffrage de la semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$N = N_0 + N_1$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_0$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison G + Q + E, obtenu par le SAP 2000.19.

$N_1$  : l'effort dû au poids de la semelle

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b),

$$N = 972.92 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}} \text{ AN: } B = 2.54 \text{ m}$$

#### 1. Vérification du ferrailage de la semelle isolée

$$N'u = Nu \left( 1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \Rightarrow N'u = 1109.57 \text{ kn}$$

$$\text{Hauteur utile: } d_a \geq \frac{(B-b)}{4} = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur totale: } h = d + c = 55 \text{ cm}, e = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N'u (B-b)}{8 * d_b * \sigma_s}$$

$$A_b = A_a = 15.94 \text{ cm}^2$$

La vérification à l'E.L.S pour la fissuration est considérée préjudiciable.

$$A_{ser} = \frac{A_{ser} (A-a)}{B * d_a * \sigma_s}$$

$$A_b = A_a = 16.21 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage  $A_{choisi} = 11 \text{ T } 14 = 16.93 \text{ cm}^2$

## VI .5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

### a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$  ; On prend  $e = 20\text{cm}$

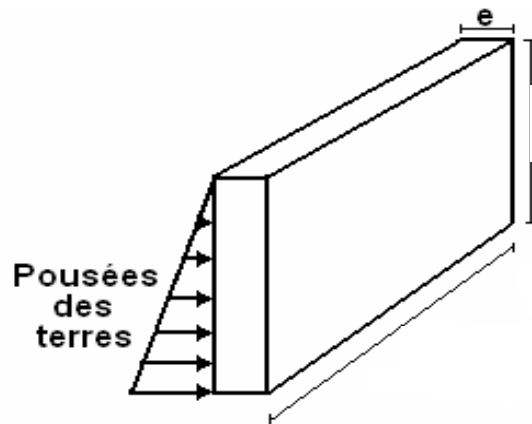
### b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 27.5^\circ$

La cohésion :  $C = 0.37 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides :  $\gamma_h = 20,95 \text{ KN} / \text{m}^3$



**Figure VI.9.:** Voile périphérique.

### c. Évaluation des charges et surcharges

#### • La poussée des terres sur le rideau

$$G = \gamma_h \times h \times \left( \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow$$

$$G = 20.95 \times 3.06 \times \left( \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \right) - 2 \times 37 \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$G = 21.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

#### • Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie appuyé sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 5.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 34.26 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **À l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} ; P_u = 27.07 \text{ KN}$$

**annexe 1.**

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 19.03 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 6.87 \text{ KN.m}$$

**-En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 16.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.84 \text{ KNm}$$

**-En appui**

$$\text{Sens x-x'} : M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 9.51 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.43 \text{ KNm}$$

• **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases} ; P_s = 19.64 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 1}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 14.80 \text{ KNm} ; M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.74 \text{ KNm}$$

**-En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 12.58 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.58 \text{ KNm}$$

**-En appui**

$$\text{Sens x-x'} : M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 7.40 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.87 \text{ KNm}$$

**Tableau VI.4:** tableau de ferrailage

Localisation		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0.035	0.044	0.176	2.63	5T10=3,93
	Sens-y	0.012	0.016	0.178	0.94	5T10=3,93
En appui	Sens-x	0.020	0.026	0.178	1.53	4T10=3,14
	Sens-y	0.0074	0.0094	0.179	0.55	4T10=3,14

- Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.65 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.65}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.88\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{cal} < A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{\min}$

- Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$  :  $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \min \left( \frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 10.8 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration très nuisible})$$

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5:** résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
--------------	---------------------	-------------------------	-----------	-------------------------	------------------------	------------------------------	---------------------	---------------------------

<b>En travée</b>	<b>Sens x-x</b>	12.58	3.93	4.05	13686	3.72	15	192.32	201.63
	<b>Sens y-y</b>	6.58	3.93	4.05	13686	1.95	15	100.68	201.63
<b>En appui</b>	<b>Sens x-x</b>	7.40	3.14	3.67	11320	2.40	15	140.52	201.63
	<b>Sens y-y</b>	3.87	3.14	3.67	11320	1.25	15	73.56	201.63

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

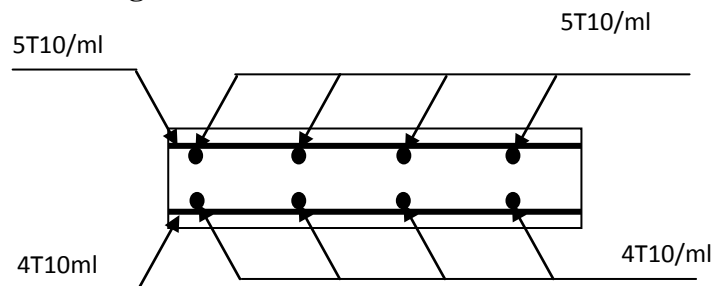
$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 27.61 KN.$$

$$\tau_u = \frac{27.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.150 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 47.99 KN.$$

$$\tau_u = \frac{47.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.266 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.10:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**VI.6.Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

**conclusion**

## Conclusion générale

---

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000version 19.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. le prédimensionnement est une étape primordiale pour un projet de construction, on peut la considérer comme le noyau de notre modèle
2. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de l'ouvrage structuraux ou non structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
4. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
5. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
6. Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.5 bar à une profondeur de 2 m.

---

## **Bibliographies**

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Mémoire BENMAHIDDINE Ferhat (université A. Mira Bejaia 2015/2016).

## **Autres documents :**

- Cours de béton armé.

---

# *Annexes*



## ANNEXE 1

### Rapport de sol

Promotion IBACHIREN 140/2017

**VI. Conclusion :**

Le terrain devant recevoir le projet est constitué essentiellement des schistes friables à compacts.

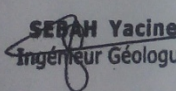
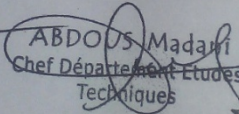
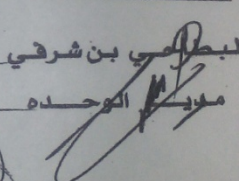
L'analyse des résultats de laboratoire montre que le sol est non marneux, non organique et non plastique. Les analyses chimiques montrent une agressivité nulle vis-à-vis du béton.


Le sol d'après les essais de pénétromètre dynamique est homogène. La capacité portante du terrain est estimée entre **1.2bar** à **1.5bar** selon la profondeur.

Vue l'importance du projet et la nature du sol en place, nous vous suggérons les deux variantes suivantes :

1. Prévoir des fondations superficielles.
  - a. Les fondations doivent être ancrées au moins à **1.20m** de profondeur.
  - b. La contrainte admissible du terrain est de **1.2bar**.
2. Prévoir des fondations superficielles
  - a. Les fondations doivent être ancrées au moins à **2.20m** de profondeur.
  - b. La contrainte admissible du terrain est de **1.5bar**.

L'ancrage sera par rapport au terrain naturel et dans tous les cas sous les remblais.

<u>Ingénieur chargé d'étude</u>	<u>chef de département étude</u>	<u>Directeur Régional</u>
 <b>SEBAH Yacine</b> Ingénieur Géologue	 <b>ABDOUS Madani</b> Chef Département Etudes Techniques	 <b>ليطالامي بن شرقي</b> مدير الوحدة



laboratoire de l'habitat et de la construction Est

## ANNEXE 2

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES RTICULÉESUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

### ANNEXE 3

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$											
$U/l_y$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$ ; il suffit de permuter U et V

---

## ANNEXE 4

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

---

# *Plans de la structure*