

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

---

**Université Saad Dahleb de Blida 1 – Blida**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



---

**Mémoire de fin d'Etude en vue de l'obtention du Diplôme**

**Du Master en Génie Civil**

**Spécialité : Structure**

**Thème :**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE CONTREVENTE  
PAR DES PORTIQUES ET VOILES EN BETON ARME**

**Présenté par :**

**MARIA marlene herculano de jesus  
mohamednoor**

**ADAM bonaya**

**Devant le jury composé de :**

**Pr ABED M.**

**PRESIDENT**

**Dr Messaoudi S.**

**EXAMINATEUR**

**Dr. YOUSFI N.**

**ENCADREUR**

BLIDA, 04 Décembre 2021

## **Summary**

This work presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a ground floor + 12 floors, located in the province of Algiers.

This study consists of seven parts:

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements.
- The second is the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.
- The third part was devoted to secondary elements (joists, parapet, balconies, elevators and stairs).
- The dynamic study of the structure was started in Part Four by ETABSv13 in order to determine the different stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).
- The fifth part is the study of the wind to demonstrate by calculation that the resultant of the wind is less than the resultant of the seismic force
- Then there is part for the reinforcement of the various resistant elements of the Superstructure. (posts, beams and walls).
- And the last part is based on the study of the infrastructure.

This, taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003.

**Keywords:** building, concrete, ETABSv13, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

# Resume

Ce travail présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commerce constitué d'un rez de chaussée + 12étages, implanté dans la Wilaya de Alger.

Cette étude se compose de sept parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.

- La deuxième est le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La troisième partie a été consacrée aux éléments secondaires (poutrelles, l'acrotère, balcons, l'ascenseurs et les escaliers).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la Quatrième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- La cinquième partie est l'étude du vent pour démontrer en calcul que la résultante du vent est inferieur à la résultante de la force sismique

- Ensuite il y a partie pour le ferrailage des différentes éléments résistants de la Superstructure. (poteaux, poutres et voiles).

- Et la dernière partie est basée sur l'étude de l'infrastructure.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91

# Dédicaces

J'ai l'honneur de dédicacer ce travail à :

- Ma très chère maman Ana Cristina Nangura pour son esprit de sacrifice et son encouragement, affection et conseils, que Dieu m'aide à te rendre fière de moi ;
  
- Mon père Herculano de Jesus Maria et mes frères et sœurs Olga, Marcos, Aline Allen et Sidia ;
  
- Ma tante et Ana Luisa de Jesus et mon oncle Cosme de Jesus Maria ;  
Qu'il trouvent en moi la source de leur fierté.
  
- Je dédie également à un grand homme Buque Junior qui a été toujours là pour moi pour m'aider et m'encourager, que Dieu te bénisse et protège.

MARIA marlene de Jesus

## DEDICACE

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce mémoire :*

- ❖ A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné une magnifique modèle de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, mon estime envers eux.*
- ❖ A mes chers frères et sœurs.*
- ❖ A mes tantes et à mes oncles.*
- ❖ A chaque cousins et cousines.*
- ❖ A toute ma famille sans exception.*
- ❖ Ainsi que sans oublier mon binôme avec laquelle j'ai partagé ce travail et toute sa famille.*
- ❖ A tous les enseignant(e)s qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- ❖ A tout la promotion de Génie Civil 2021.*
- ❖ A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*ADAM bonaya mohamednoor*

## Liste des tableaux :

<b>Tableau II.1.</b> charge permanentes de plancher terrasse :.....	16
<b>Tableau II.2.</b> charge permanente de plancher étage courante : .....	17
<b>Tableau II.3.</b> charge permanente de mur extérieure :.....	18
<b>Tableau :II.4</b> charge permanente de mur de séparation entre deux logements :.....	18
<b>Tableau.II.5.</b> charge permanente de mur intérieure .....	19
<b>Tableau.II.6.</b> charge permanente de balcon : .....	20
<b>Tableau.II.7.</b> charge d'exploitation : .....	21
<b>Tableau.II.8.</b> charge permanente : .....	26
<b>Tableau.II.9.</b> charge d'exploitation .....	26
<b>Tableau.II.10.</b> : récapitulatif de la descente de charge du Poteau le plus sollicité.....	27
<b>Tableau. II.12</b> : Choix Final des Poteaux .....	28
<b>Tableau III.1.1.</b> Différents types de poutrelles.....	32
<b>Tableau III.1.2.</b> Charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	37
<b>Tableau III.1.3.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. ....	41
<b>Tableau III.1.4.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. ....	42
<b>Tableau III.1.5.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	42
<b>Tableau III.1.6.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	43
<b>Tableau III.1.7.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	44
<b>Tableau III.1.8.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	44
<b>Tableau III.1.9.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	44
<b>Tableau III.1.10.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	45
<b>Tableau III.1.11.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	45
<b>Tableau III.1.12.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	46
<b>Tableau III.1.13.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	46
<b>Tableau III.1.14.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	47
<b>Tableau III.1.15.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	48
<b>Tableau III.1.16.</b> Sollicitation à l'ELU et à l'ELS .....	48
<b>Tableau III.1.17.</b> récapitulatif de ferrailage .....	51
<b>Tableau. III.1.18.</b> : vérification de l'état limite de compression du béton .....	56
<b>Tableau. III. 5:</b> calcul de la flèche.....	58
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs des pénalités à retenir dans le Sens longitudinal .....	102

<b>Tableau V.2</b> : Valeurs des pénalités à retenir dans le Sens longitudinal .....	103
<b>Tableau IV.3</b> : Période et facteurs de participation massique du modèle initial :.....	104
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	107
<b>Tableau IV.5</b> : Vérification de la résultante de forces sismique .....	109
<b>Tableau IV.6</b> . Vérification de déplacement inter-étages .....	110
<b>Tableau. IV.7</b> : Période et facteurs de participation massique du modèle 1 :.....	112
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	115
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification de la résultante de forces sismique .....	117
<b>Tableau IV.10</b> . Vérification de déplacement inter-étages .....	117
<b>Tableau IV.11</b> : Période et facteurs de participation massique du modèle final:.....	119
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	122
<b>Tableau IV.15</b> : Vérification l'effet p- $\Delta$ inter étages du modèle final.....	127
<b>Tableau IV.16</b> : Vérification de l'effort normal pour les poteaux .....	128
<b>Tableau V.1</b> : détermination de la pression dynamique .....	133
<b>Tableau V.2</b> : coefficients de pression extérieur .....	136
<b>Tableau V.3</b> : coefficients de pression extérieure pour la toiture .....	136
<b>Tableau V.4</b> : coefficients de pression extérieur .....	138
<b>Tableau V.5</b> : coefficients de pression extérieure pour la toiture .....	138
<b>Tableau V.6</b> : coefficients de pression extérieure et intérieure .....	139
<b>Tableau V.7</b> : coefficients de pression extérieure et intérieure .....	139
<b>Tableau V.8</b> : pression due au vent de la toiture sens X.....	140
<b>Tableau V.9</b> : pression due au vent de parois verticales sens X.....	140
<b>Tableau V.10</b> : pression due au vent de la toiture sens Y.....	143
<b>Tableau V.11</b> : pression due au vent de parois verticales sens Y .....	143
<b>Tableau V. 7</b> : Détermination de la force résultante de toiture.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Tableau VI.8</b> : Détermination de la force résultante de parois verticale ..	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Tableau V. 7</b> : Détermination de la force résultante de toiture.....	150
<b>Tableau V.8</b> : Détermination de la force résultante de parois verticale .....	150
<b>Tableau. VI.1</b> : Ferrailage des poutres porteuses (ELU) :.....	159
<b>Tableau. VI.2</b> : Ferrailage des poutres porteuses (G+Q+E) :.....	160
<b>Tableau. VI.3</b> : Ferrailage des poutres porteuses (0,8G+E) :.....	160
<b>Tableau. VI.4</b> : Ferrailage des poutres non porteuses (ELU) :.....	161

<b>Tableau .VI.5 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (G+Q+E) : .....	162
<b>Tableau .VI.6:</b> Ferrailage des poutres non porteuses (08G+E) : .....	163
<b>Tableau .VI.7:</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses .....	163
<b>Tableau .VI.8:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses .....	164
<b>Tableau .VI.9:</b> Vérification de la condition de non fragilité .....	165
<b>Tableau .VI.10 :</b> Vérification des contraintes .....	166
<b>Tableau .VI.11 :</b> Vérification des poutres porteuses à l'ELS .....	167
<b>Tableau .VI.12 :</b> Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	167
<b>Tableau VI.13 :</b> Vérification de la Contrainte de Cisaillement .....	168
Tableau .VI.14 : Calcul des armatures transversales .....	169
Tableau .VI.15: Influence sur les armatures .....	171
<b>Tableau .VI16 :</b> Tableau des contraintes .....	173
<b>Tableau.VI.17 :</b> ferrailage RPA99, BAEL91, et CBA93.....	174
<b>Tableau .VI.18 :</b> Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	175
<b>Tableau .VI.19 :</b> Ferrailages des poteaux (G+Q±E ).....	176
<b>Tableau.VI.20:</b> Ferrailages des poteaux (0,8G±E ).....	177
<b>Tableau .VI.21 :</b> Choix des Armatures des Poteaux.....	177
<b>Tableau .VI.23 :</b> Armatures transversales (zone courant).....	180
<b>Tableau .VI.23 :</b> Armatures transversales (zone nodal) .....	180
<b>Tableau .VI.24:</b> Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.....	183
<b>Tableau .VI.25 :</b> vérification de l'état limit de compression.....	184
<b>Tableau .VI.26:</b> sollicitations pour les voiles de type 1 .....	191
<b>Tableau .VI.27:</b> sollicitations pour les voiles de type 2 .....	191
<b>Tableau .VI.28:</b> sollicitations pour les voiles de type 3 .....	192
<b>Tableau VI.29 :</b> ferrailage verticale de la voile type 1 .....	192
<b>Tableau VI.30 :</b> ferrailage verticale de la voile type 2 .....	194
<b>Tableau VI.31 :</b> ferrailage verticale de la voile type 3 : .....	197
<b>Tableau.VII.1.</b> charges et surcharge et combinaisons d'actions .....	208
<b>Tableau.VII.2.</b> vérification de la stabilité.....	212
<b>Tableau.VII.3.</b> centre de gravité du radier et de la structure .....	212
<b>Tableau.VII.4.</b> les moments à l'ELU .....	214
<b>Tableau.VII.5.</b> les moments à l'ELS .....	214
<b>Tableau.VII.6.</b> vérification ou non soulèvement de la fondation.....	214
<b>Tableau.VII.7 :</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	217

<b>Tableau.VII.8.</b> choix d'armature (correction) .....	218
<b>Tableau .VII.9 :</b> Vérification des contraintes .....	219
<b>Tableau .VII.10:</b> Ferrailage des nervures sens (x-x).....	221
<b>Tableau .VII.11 :</b> Ferrailage des nervures sens (y-y).....	222
<b>Tableau.VII.12 :</b> choix d'armature (correction) .....	222
<b>Tableau.VII.14:</b> Espacement des armatures transversales .....	223
<b>Tableau .VII.15 :</b> Choix des armatures transversales.....	224
<b>Tableau .VII.13 :</b> Vérification des contraintes .....	224
<b>Tableau.VII.16 :</b> Ferrailage des débords.....	227

## Liste de figures:

---

---

<b>Figure I-1</b> : Plancher à corps creux.....	4
<b>Figure I-3</b> : Courbe Contraintes–Déformations du béton.....	6
<b>Figure I-4</b> : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS. ....	8
<b>Figure I-5</b> : Diagramme contrainte-déformation d’acier. ....	10
<b>Figure II.1.</b> Coupe verticale du dernier plancher (terrasse).....	16
<b>Figure II.2.</b> coupe verticale du plancher de l’étage courant. ....	17
<b>Figure II.3.</b> coupe verticale de mur extérieure. ....	18
<b>Figure : II.4.</b> Coupe verticale de murs de séparation entre deux logements.....	18
<b>Figure II.5.</b> coupe verticale du mur intérieure. ....	19
<b>Figure : II.6.</b> Dimensionnement de l’acrotère. ....	21
<b>Figure.II.7</b> : Section supporté par le Poteau le plus sollicité. ....	24
<b>Fig II.8.</b> Coupe du voile en élévation .....	29
<b>Figure III.13</b> : Dimensions de l’acrotère .....	60
<b>Figure III.14</b> : Schéma statique de l’acrotère .....	61
<b>Figure III.15</b> : distance de l’axe neutre .....	63
<b>Figure V.1</b> : Spectre de réponse .....	98
<b>Figure IV.2</b> : vue en trois de la structure avec voiles de contreventement.....	104
<b>Figure IV.3</b> : Le 1 <sup>er</sup> mode : torsion. ....	105
<b>Figure IV. 4</b> Le 2 <sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à Y-Y.....	105
<b>Figure IV. 5</b> Le 3 <sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X. ....	106
<b>Figure IV.6</b> :vue en trois dimensions du modelé 1 .....	112
<b>Figure IV. 6</b> Le 1 <sup>er</sup> mode : translation parallèlement à X-X.....	113
<b>Figure IV. 7</b> Le 2 <sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X .....	114
<b>Figure IV. 8</b> : Le 3 <sup>ème</sup> mode : de torsion. ....	114
<b>Figure IV.9</b> :vue en trois dimensions du modele final .....	119
<b>Figure IV.10</b> : Le 1 <sup>er</sup> mode : translation parallèlement à Y-Y .....	120
<b>Figure IV. 11</b> : Le 2 <sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X .....	121
<b>Figure IV. 12</b> : Le 3 <sup>ème</sup> mode : de torsion.....	122
<b>Figure V .1:</b> direction du vent du vent.....	131

<b>Figure V.2:</b> Répartition de la pression dynamique .....	132
<b>Figure V.3.</b> Schéma de la paroi vertical.....	135
<b>Figure V .4:</b> .....	Schéma de la
toiture.....	136
<b>Figure V.5.</b> schéma de la paroi vertical .....	138
<b>Figure V .6.</b> La force resultante .....	146
<b>Figure VI.1 :</b> ferraillage de poutre porteuse RDC et 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage .....	171
<b>Figure VI.2 :</b> ferraillage de poutre non porteuse RDC et 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage .....	172
<b>Figure VI.3:</b> schéma de ferraillage des poteaux RDC à 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> à 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> à 12 <sup>ème</sup> étage. ....	185
<b>Figure VI.5 :</b> Schéma ferraillage de la voile de type 2.....	197
<b>Figure VI.4 :</b> Schéma ferraillage de la voile de type 3.....	200
<b>Figure .VII.1 :</b> représentation de la semelle isolée.....	204
<b>Figure .VI.1 :</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	207
<b>Figure.VII.2:</b> Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	211
<b>Figure VII.3 :</b> diagramme des contraintes .....	213
<b>Figure VII.4.</b> Schema Ferraillage de radier .....	220
<b>Figure.VII.5.</b> section a ferrailer .....	220
<b>Figure VII.6:</b> ferraillage de la nervure .....	226
<b>Figure. VII.7 :</b> Diagramme de moment fléchissant.....	227
<b>Figure VII.8 :</b> schéma de ferraillage de la dalle flottante.....	229
<b>Figure VII.9 :</b> Schéma de ferraillage longrine.....	231

# Notations et symboles

***A*** (ou ***As*** ou ***Al***) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

***At*** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

***B*** : Aire d'une section de béton

***Es*** : Module de Young de l'acier

***E<sub>ij</sub>*** : Module de Young instantané à l'âge de *j* jours

***E<sub>vj</sub>*** : Module de Young diffère à l'âge de *j* jours

***F*** : Force ou action en général

***I<sub>1</sub>*** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton(ELS)

***M<sub>ser</sub>*** : Moment fléchissant de calcul de service

***M<sub>u</sub>*** : Moment fléchissant de calcul ultime

***N<sub>ser</sub>*** : Effort normal de calcul de service

***N<sub>u</sub>*** : Effort normal de calcul ultime

***G*** : Action permanente

***Q*** : Action d'exploitation

***V<sub>u</sub>*** : Effort tranchant de calcul ultime

***a*** : Largeur d'un poteau ou d'un voile

***b*** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

***b<sub>0</sub>*** : Largeur de l'âme d'une poutre

***d*** (et ***d<sub>0</sub>***) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

***e*** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

***Fe*** : Limite d'élasticité de l'acier

***f<sub>cj</sub>*** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de *j* jours

***f<sub>tj</sub>*** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de *j* jours

***g*** : Charge permanente unitaire

***h*** : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

**$h_0$**  : Hauteur du talon d'une poutre

**$h_1$**  : Hauteur du hourdis d'une poutre

**$j$**  : Nombre de jours de maturité du béton

**$L$**  : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

**$L_f$**  : Longueur de flambement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**$q$**  : Charge permanente unitaire.

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

**$y_1$**  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

**$y_u$**  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

**$z$  (ou  $z_b$ )** : Bras de levier du couple de flexion.

**$\alpha_u$**  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

**$\gamma_s$**  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

**$\gamma_b$**  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

**$\varepsilon_{bcmax}$**  : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).

**$\varepsilon_{st}$**  : Déformations des armatures tendues.

**$\varepsilon_{sc}$**  : Déformations des armatures comprimées.

**$\eta$**  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*enta*).

**$\lambda$**  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

**$\mu_{ser}$**  : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).

**$\mu_u$**  : Moment ultime réduit à l'ELU.

**$\nu$**  : Coefficient de poisson (*nu*).

**$\rho$**  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).

**$\sigma$**  : Contrainte normale (*sigma*).

**$\sigma_{bec}$**  : Contrainte maximale du béton comprimé.

**$\sigma_{st}$**  : Contrainte dans les aciers tendus.

**$\sigma_{sc}$**  : Contrainte dans les aciers comprimés.

**$\tau$**  : Contrainte tangente (*tau*).

**$\tau_u$**  : Contrainte tangente conventionnelle.

**$\tau_s$**  : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\nu$  : Coefficient de fluage (*phi*).

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale.

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*)

# Introduction générale

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

Le projet de fin des études est l'occasion pour mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises durant le cursus de formation de master tout en respectant les règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages « RNV 2013, RPA 99v2003 BAEL91 et CBA 93 » ainsi qu'à utiliser intelligemment des outils de calcul pour des structures complexes.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 12 contreventé par voiles et portique avec itération.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
  - Des généralités ;
  - Pré dimensionnement des éléments ;

-Etude des éléments secondaires ;

-Etude dynamique ;

-Etude des éléments structuraux ;

-Etude du vent ;

➤ La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

-Etude des fondations.

## Table des matières:

CHAPITRE I: PRESETATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.1-Introduction.....	2
I.2.Reglementation : .....	2
I.3. Implantation de l'ouvrage :.....	2
I.4. Présentation du bâtiment : .....	2
<b><i>I.4.1. Dimensions en élévation</i></b> .....	3
<b><i>I.4.2. Dimensions en plan</i></b> .....	3
I.5. Conception de la structure:.....	3
<b><i>I.5.1. Ossature de l'ouvrage</i></b> : .....	3
<b><i>I.5.2. Les Plancher</i></b> :.....	3
I.4.2.1. Plancher en corps creux :.....	3
<b><i>I.5.3. Escalier</i></b> :.....	4
<b><i>I.5.4. Maçonnerie</i></b> :.....	4
<b><i>I.5.5. Revêtement</i></b> : .....	4
<b><i>I.5.6. Acrotères</i></b> :.....	4
<b><i>I.5.7. Fondation</i></b> : .....	5
<b><i>I.5.8. L'ascenseur</i></b> : .....	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	5
<b><i>I.6.1. Le Béton:</i></b> .....	5
<b><i>I.6.1.1. Les matériaux composant le béton</i></b> :.....	5
I.6.1.1.1. Ciment : .....	5
I.6.1.1.2. Granulats :.....	5
I.6.1.1.3. L'eau de gâchage : .....	6
I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :.....	6
I.6.1.2.1. Résistance à la compression (Art A.2.1.11/BAEL99) et (Art A.2.1.1/CBA93) :	6
I.6.1.2.2. Résistance à la traction (Art A.2.1.12/BAEL99) et (Art A.2.1.2/CBA93): .....	7

1.6.1.3. Contrainte limite ultime(ELU) de résistance à la compression « Fbu » :.....	7
1.6.1.4. Contraintes limite de service(ELS) :.....	8
I.6.1.5. Module de déformation : .....	8
I.6.1.5.1. Module de déformation différé (Art A.2.1 22/BAEL99) et (Art A.2.1.2.2/CBA93) :.....	8
I.6.1.5.2. Module de déformation instantané (Art A.2.1 21/BAEL99) et (Art A.2.1.2.1/CBA93) :.....	9
I.6.1.5.3. Module de déformation transversal (Art A.2.1.3/BAEL99):.....	9
<b>1.6.2. Acier :.....</b>	<b>9</b>
1.6.2.1. Contrainte limite ultime:.....	9
1.6.2.1.1. Contrainte limite ultime(ELU) :.....	9
1.6.2.1.2. Etat limite de service :.....	10
CHAPITREII :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	12
II.1.Introduction:.....	12
II.2. Les planchers : .....	12
II.3. Les poutres:.....	13
II.4. Les Poteaux:.....	15
II.5– Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2) :.....	16
<b>II.6.1.calcul des poids propre :.....</b>	<b>25</b>
<b>II.6.2.Poids revenant à chaque plancher :.....</b>	<b>25</b>
<b>II.6.3.Poids propre revenant à chaque poutre :.....</b>	<b>25</b>
<b>II.6.4.Poids propre revenant à chaque poteau.....</b>	<b>25</b>
<b>II.6.5.Surcharge d'exploitation.....</b>	<b>26</b>
II.7.Degression de charges d'exploitation:.....	26
II.8.Pré dimensionnement des voiles :.....	28
CHAPITRE III : CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	31
Introduction .....	31
2. 1. Plancher à corps creux .....	31
2.2. Etude des poutrelles .....	31
2. 3. Différents types de poutrelles .....	32
2. 4. Méthode de calcul des sollicitations .....	33
<b>2. 4. 1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91).....</b>	<b>33</b>

2. 5. Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles .....	36
5. 1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles .....	36
2. 5. 2. <i>Calcul des sollicitations</i> .....	37
3. L'acrotère .....	60
III.4-Calcul des balcons :.....	66
<b>III.4.1 détermination des charges</b> :.....	66
<b>III.4.2 Calcul à l'état limite ultime (ELU)</b> :.....	66
<b>III.4.3 Calcul à l'ELU</b> :.....	67
<b>III.4.4 Vérifications à l'ELU</b> :.....	68
<b>III.4.5.Calcul à l'ELS:</b> .....	69
III.5.Les Escaliers :.....	72
<b>III.5.1.Définition</b> : .....	72
<b>III.5.2. Etude de l'escalier</b> :.....	72
<b>III.5.3 Evaluation des charges</b> .....	74
<b>Tableau III.5.1</b> Evaluation des charges de palier.....	74
<b>Tableau III.5.2</b> Evaluation des charges de volée .....	75
<b>III.5.4 Combinaison des charges</b> .....	75
<b>III.5.5 Calcul des armatures</b> .....	77
<b>III.5.6 Vérifications</b> .....	78
<b>III.5.7 Vérification à l'E.L.S</b> .....	79
III-6 Calcul de la salle machine:.....	82
<b>III.6.1 Introduction</b> : .....	82
<b>III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU</b> :.....	83
<b>III.6.3 Vérification à l'ELU</b> :.....	86
<b>III.6.4. Vérification à l'ELS</b> :.....	87
 CHAPITRE IV : Etude Dynamique.....	 92
IV.1 INTRODUCTION.....	92
IV.2.ÉTUDE DYNAMIQUE .....	92
IV.3.Modélisation.....	92
<b>IV.3.1. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE</b> .....	92
<b>IV.3.2. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES</b> .....	92

<b>IV.3.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE</b> .....	94
IV.4. ETUDE SISMIQUE .....	96
<b>IV.4.1. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL</b> .....	96
<b>IV.4.1.1 La méthode modale spectrale</b> .....	97
<b>IV.4.2 SPECTRE DE RÉPONSE</b> : .....	97
<b>IV.4.3. Facteur d'amplification dynamique D</b> .....	100
<b>IV.4.4.CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES</b> .....	103
IV.4.4.1 : RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE .....	103
IV.4.4.2: LES RESULTATS A PARTIR DU FICHER SORTIE DE L'ETABS	104
IV.4.4.3.MODÈLE 1 : .....	111
IV.4.4.4.MODÈLE FINAL : .....	118
CHAPITRE V : Etude du vent.....	130
V.1.Introduction : .....	130
V.2.Application des R N V 99 : .....	130
CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	153
VI.1.Introduction : .....	153
<b>VI.1.1 Ferrailage des éléments</b> : .....	153
VI.2.Ferrailage des poutres : .....	153
<b>VI.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003</b> : .....	155
<b>VI.2.2.Armatures longitudinales</b> :.....	155
<b>VI.2.3. Armatures transversales</b> :.....	156
<b>VI.2.4.Etapes de calcul des armatures longitudinales</b> : .....	156
<b>VI.2.5.Calcul des armatures longitudinales</b> : .....	159
<b>VI.2.6.Vérification à l'ELU</b> :.....	165
<b>VI.2.7.VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ELS</b> : .....	165
<b>VI.2.8.VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (BAEL91/Art.5.1.1)</b> .....	168
<b>VI.2.9.Calcul des armatures transversales</b> .....	169

<b>VI.2.10. Recouvrement des armatures longitudinales :</b> .....	170
VI.3. Ferrailage des poteaux : .....	172
<b>VI.3.1. Ferrailage longitudinal :</b> .....	175
<b>VI.3.2. Armatures transversales : Le rôle des armatures transversales consiste à :</b> ..	178
<b>VI.3.3. Vérification de la Contrainte de Cisaillement</b> .....	181
<b>VI.3.4. Vérification à l'ELS (BAEL 91 Art 4.5.2) :</b> .....	183
<b>VI.3.5. Etat limite de compression de béton</b> .....	183
VI.4. Ferrailage des voiles : .....	185
<b>VI.4.1 Introduction</b> .....	185
<b>VI.4.2. Règles communes</b> .....	186
<b>VI.4.3. Exemple de calcul</b> .....	187
<b>VI.4.4. Vérification des voiles à l'effort tranchant :</b> .....	189
<b>VI.4.5. Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :</b> .....	189
<b>VI.4.6. Vérification à L'ELS:</b> .....	190
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure .....	202
VII.1. Introduction: .....	202
VII.2. type des fondations : .....	202
VII.3 Choix de type de fondation : .....	203
<b>VII.3.1- Choix du type de fondation :</b> .....	203
VII.4 Calcul des fondations : .....	203
<b>VII.4.1. Semelles isolés</b> .....	204
<b>VI.4.2. semelles filantes :</b> .....	205
<b>VI.4.3. Radier général</b> .....	205
VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier : .....	206
VII.4.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier : .....	208
VII.4.3.4. détermination des efforts : .....	209
VII.5. Vérifications du radier .....	210
<b>VII.5.1. Vérifications de la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art.5.1)</b> .....	210
<b>VII.5.2. Vérification à l'effort de sous pression :</b> .....	210

<b>VII.5.3.Vérification au poinçonnement : BAEL Art.5.2.42</b> .....	<b>210</b>
<b>VII.5.5.Vérification de la stabilité du radier</b> :.....	<b>212</b>
<b>VII.5.6.Ferraillage du radier</b> : .....	<b>214</b>
VII.5.4.1.Ferraillage de la dalle : .....	215
VII.5.4.2.Méthodes de calcul : .....	215
VII.5.4.3. Vérification à l'ELU : .....	217
VII.5.4.4. Versification à l'ELS.....	218
VII.6.Ferraillage des nervures : .....	220
<b>VII.6.1Vérifications à l'ELU</b> : .....	<b>222</b>
<b>VII.6.2.Vérification à l'ELS</b> :.....	<b>224</b>
VII.7. Ferraillage des débords : .....	226
<b>VII.7.1.Calcul de ferraillage</b> .....	<b>227</b>
<b>VII.7.2 : Vérification à l'ELU</b> .....	<b>227</b>
VII.8.La dalle flottante : .....	227
<b>VII.8.1 :Longrines</b> : .....	<b>229</b>
<b>VII.8.2:Vérification à l'ELS</b> : .....	<b>230</b>

**CHAPITRE : PRESETATION DE L'OUVRAGE**

### CHAPITRE I: PRESETATION DE L'OUVRAGE

#### I.1-Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie.

#### I.2.Reglementation :

L'étude du projet se fera en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- DTR.BC.2.41 (CBA93 : Règles de conception de béton armé).
- BAEL 91, modifié en 1999.
- DTR. BC.2.48 (RPA 99/Version 2003).
- DTR. BC.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR.C.2-47(règlement neige et vent/version 2013).

#### I.3. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage que nous avons choisi est situé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone sismique élevée (Zone III). Le bâtiment se compose d'un RDC et 12 étages à usage d'habitation, commercial et administratif, mais dans notre étude, on va le modifier à usage d'habitation et commercial.

#### I.4. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+12 en béton armé composé :

Un rez-de-chaussée commercial.

Douze étages à usage d'habitation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2)

## Chapitre i : présentation d l'ouvrage

Puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III).

### I.4.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale de bâtiment (y compris

l'acrotère).....H=42.74m

Hauteur de RDC .....H=4.08m

Hauteur des 12 étages courants.....H=3.20m

Hauteur de 1ere étage.....H=3.06m

Hauteur de l'acrotère.....H=0.60m

### I.4.2. Dimensions en plan

Longueur totale.....Lx=24.70m

Largeur totale.....Ly=12.55m

## I.5. Conception de la structure:

### I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

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

### I.5.2. Les Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

Plancher en corps creux.

Dalle flottante.

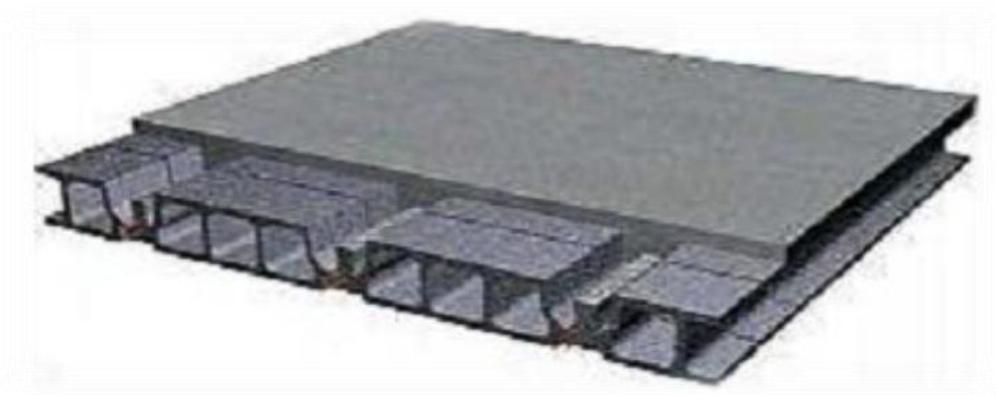
#### I.4.2.1. Plancher en corps creux :

Nous avons choisi d'utiliser ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;

## Chapitre i : présentation d l'ouvrage

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique à la base ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure I-1 :** Plancher à corps creux.

### **I.5.3. Escalier :**

Sont des éléments secondaires, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

### **1.5.4. Maçonnerie :**

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

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les cloisons de séparation sont en simples parois réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

### **I.5.5. Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour tous le commerce, les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs extérieures et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

### **I.5.6. Acrotères :**

## **Chapitre i : présentation d l'ouvrage**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé. L'acrotère fait 60cm de sa hauteur.

### **I.5.7. Fondation :**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique qu'il y a les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses à partir de 10 m de profondeur appropriée. Le taux de travail pour le calcul de fondation est de 2.5 bars.

### **I.5.8. L'ascenseur :**

En raison de nombre de niveaux, le bâtiment comprend un ascenseur. Il s'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers.

L'ascenseur est composées essentiellement d'une cabine et sa machinerie.

## **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

### **I.6.1. Le Béton:**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

#### **I.6.1.1. Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats et eau de gâchage.

##### **I.6.1.1.1. Ciment :**

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

##### **I.6.1.1.2. Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

a)-Sables :

## Chapitre i : présentation d l'ouvrage

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

b)-Graviers :

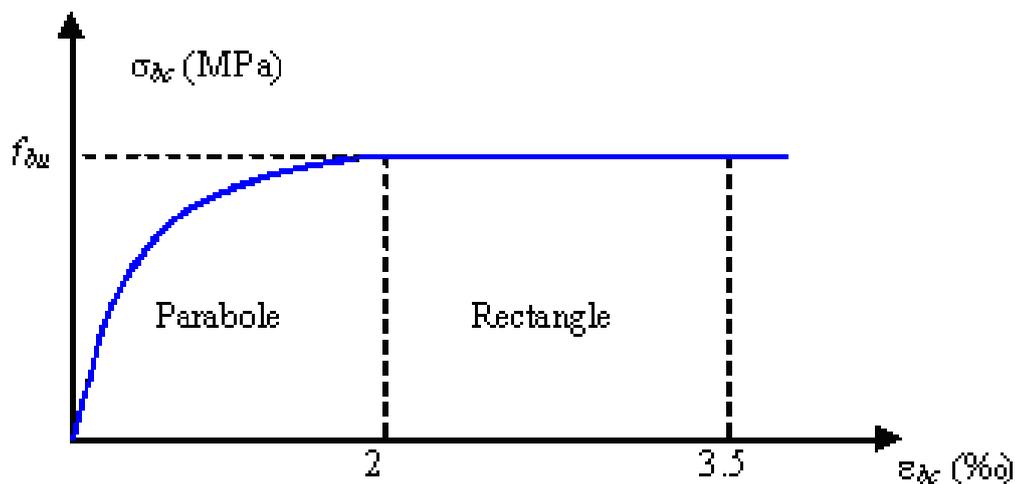


Figure I-3 : Courbe Contraintes-Déformations du béton.

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.

### I.6.1.1.3. L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. L'eau rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton.

### I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :

#### I.6.1.2.1. Résistance à la compression (Art A.2.1.11/BAEL99) et (Art A.2.1.1/CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

### 1.6.1.2.2. Résistance à la traction (Art A.2.1.12/BAEL99) et (Art A.2.1.2/CBA93):

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

∴ Les états limites (Art A.1.2/CBA93)

Un "états limites" est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue :

a)- Les états limites ultime qui correspond à la limite :

Soit de l'équilibre statique,

Soit de la résistance de l'un des matériaux,

Soit de la stabilité de forme.

b)- Les états limite de service qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

### 1.6.1.3. Contrainte limite ultime(ELU) de résistance à la compression « Fbu » :

Celui-ci est donnée par la formule ci-dessous (Art A4.3.41BAEL99)

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

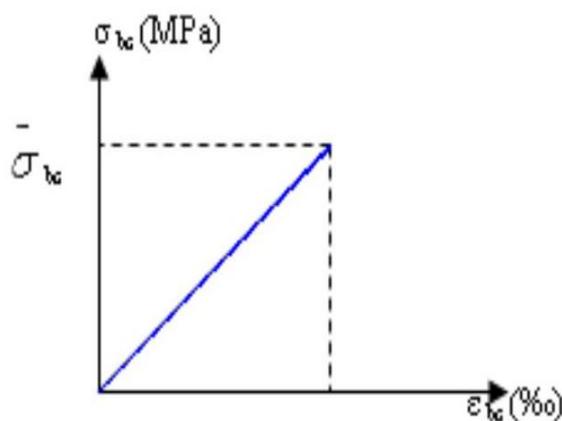
$\theta=1$  : si la durée d'application est >24h ;

$\theta=0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h ;

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $<1$

### 1.6.1.4. Contraintes limite de service(ELS) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.



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

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc. Lim}$$

Avec :  $\sigma_{bc. Lim} = 0.6 f_{c28}$

$\sigma_{bc. Lim} = 15 \text{ mPa}$

### 1.6.1.5. Module de déformation :

Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte les déformations due au fluage du béton.

#### 1.6.1.5.1. Module de déformation différé (Art A.2.1 22/BAEL99) et (Art A.2.1.2.2/CBA93) :

## Chapitre i : présentation d l'ouvrage

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Pour } j=28j \rightarrow f_{c8}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28}=10818,86 \text{ Mpa.}$$

**I.6.1.5.2. Module de déformation instantané (Art A.2.1 21/BAEL99) et (Art A.2.1.2.1/CBA93) :**

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Pour } j=28j \rightarrow f_{c8}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28}=32164,2 \text{ Mpa.}$$

**I.6.1.5.3. Module de déformation transversal (Art A.2.1.3/BAEL99):**

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

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson

E : module de Young (module d'élasticité )

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

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

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

### 1.6.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### 1.6.2.1. Contrainte limite ultime:

##### 1.6.2.1.1. Contrainte limite ultime(ELU) :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  cas de situations durable ou transitoire.

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation si dessous.

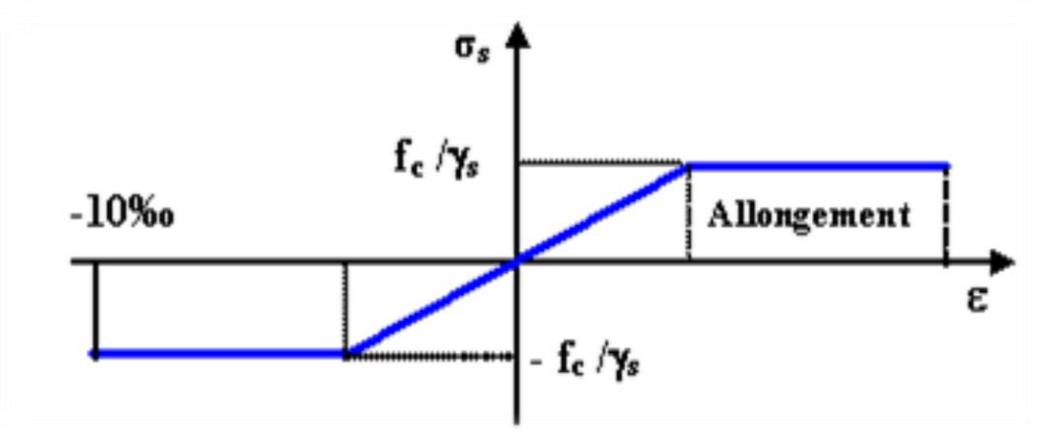


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

### 1.6.2.1.2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st. Lim} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{\eta * f_{tj}})$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc. Lim} = \min (1/2 F_e, 90 \sqrt{\eta * f_{tj}})$ .

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1 \rightarrow$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6 \rightarrow$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

1.7. Les hypothèses de calcul :

## Chapitre i : présentation d l'ouvrage

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25$  MPa.

La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865$  MPa.

Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164.195$  MPa.

Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : «*feE400*» H.A  $F_e=400$ MPa

- treillis soudés (de la dalle de compression) : «*feE400* » H.A  $F_e=400$ MPa

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### II.1. Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

### II.2. Les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux pour les étages courants et Dalle pleine au sous-sol et RDC. Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de la résistance. C'est de la aussi on a pré-dimensionné l'épaisseur pour les dalles pleines.

Alors dans ce bâtiment, on suit pour la predimensionnement des :

Plancher à corps creux en partie courante;

Dalle pleine pour le sous-sol et RDC.

Plancher à corps creux

L'épaisseur de plancher est conditionnée par cette condition à la déformation :

$$ht \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4/CBA93})$$

On a :  $L = 3.60\text{cm}$

$$\text{Donc : } ht \geq \frac{360}{22.5}$$

D'où :  $ht \geq 16$

Choix : On va choisir  $e=20\text{cm}$

Par la vérification suivant la résistance à la flexion conditionnée par :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40},$$

<Optant que notre dalle repose sur trois appuis>.

$$\frac{360}{50} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

D'où :  $7.2 \text{ cm} \leq e \leq 9 \text{ cm}$

Donc on choisit «  $e=20\text{cm} \Rightarrow (16+4)$  »

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux  $e = 20\text{cm}$  sur tout la structure. Ce qui nous donne un plancher constitue de corps creux de  $20\text{cm}$  et une dalle de compression de  $4 \text{ cm} (16+4)$

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de :  $20\text{cm}$ .

### II.3. Les poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par BAEL 91(modifié 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003 et aussi les règles de RDM pour vérifier la rigidité.

Selon les règles BAEL 91

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$

Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

On a deux types de poutres :

Les poutres principales:

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon les règles BAEL 91

On a :  $L = 520cm$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

D'où :  $34.67 \leq h \leq 52$  on prend  $h = 40cm$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

D'où :  $12 \leq b \leq 28$  on prend  $b = 30cm$

Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$h = 40cm \geq 30cm$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Les poutres secondaires:

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Selon les règles BAEL 91

$$\text{La hauteur : } \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\text{D'où : } 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on choisit } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } 0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$\text{D'où : } 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On choisit } b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$$

**Conclusion :**

Pour le sens porteur on prend :  $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

Pour le sens non porteur on prend :  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### **II.4. Les Poteaux:**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

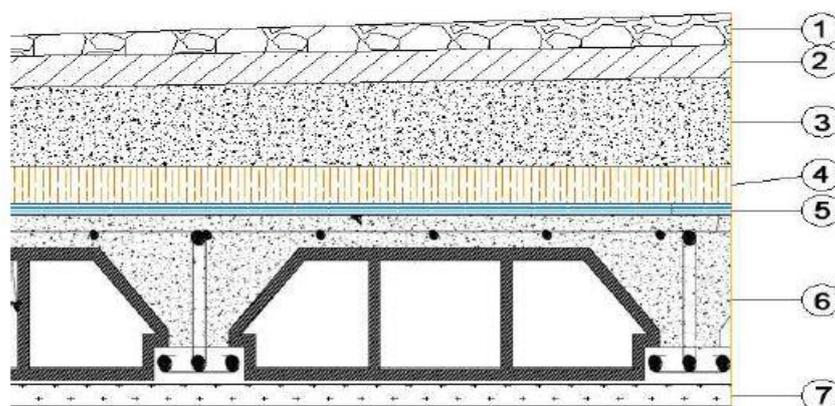
**a). Principe :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée. On procédera par la descente des charges puis par la loi de dégression des charges d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités.

**II.5– Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2) :**

- Charges permanentes :

**Plancher terrasse :**

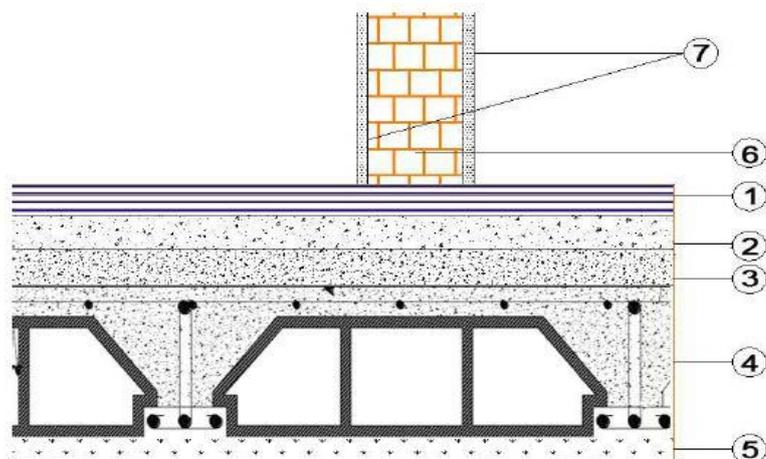


**Figure II.1.** Coupe verticale du dernier plancher (terrasse).

**Tableau II.1.** charge permanentes de plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur(cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	0.18	0.90
2	Etanchéité multicouche	2	0.090	0.18
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique	4	0.04	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2.75
7	Enduit plâtre	2	0.10	0.2
				$G_{total}=5.74$

**Plancher d'étage courant :**



**Figure II.2.** coupe verticale du plancher de l'étage courant.

**Tableau II.2.** charge permanente de plancher étage courante :

N°	désignation	Epaisseur(cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	/	2.75
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	/	0.090
7	Enduit sur les deux côtes de la cloison	2	0.1	0.20
				<b>G<sub>total</sub>=5.39</b>

**Murs extérieurs :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm

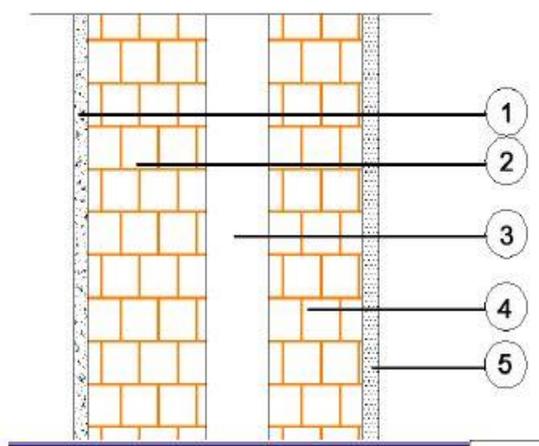


Figure II.3.coupe verticale de mur extérieure.

Tableau II.3. charge permanente de mur extérieure :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>2</sup> /cm)	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	2	0.18	0.44
2	Briques creuses	15	/	1.30
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	/	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G Total				2.84

**Murs de séparation entre deux logements :**

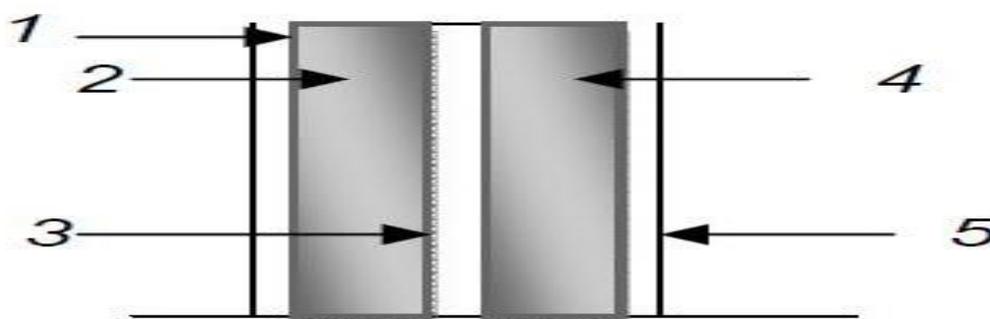


Figure : II.4. Coupe verticale de murs de séparation entre deux logements.

Tableau :II.4 charge permanente de mur de séparation entre deux logements :

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	$\rho$ ( <i>KN / m<sup>2</sup> /cm</i> )	<i>G (KN / m<sup>2</sup>)</i>
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G Total				2.10

**Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

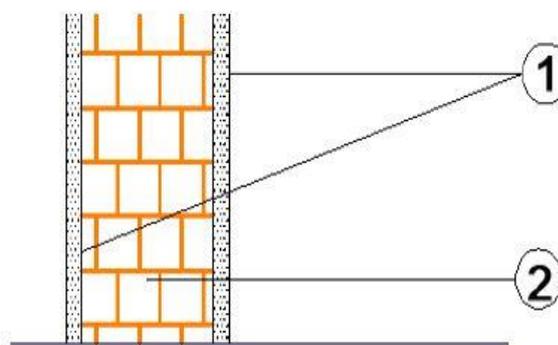


Figure II.5. coupe verticale du mur intérieure.

Tableau.II.5. charge permanente de mur intérieure

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	$\rho$ ( <i>KN / m<sup>2</sup> /cm</i> )	<i>G (KN / m<sup>2</sup>)</i>
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G Total				1.2

**Balcons :**

Tableau.II.6. charge permanente de balcon :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>2</sup> /cm)	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.44
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				5,19

**L'acrotère :**

**-Calcul de son poids propre :**

$$G=[(0,70 \times 0,10)+(0,15 \times 0,10)-(0,03 \times 0,15)/2] \times 25$$

$$G=2,06 \text{KN/ml}$$

**Dimension de l'acrotère : \_\_\_\_\_ 10**

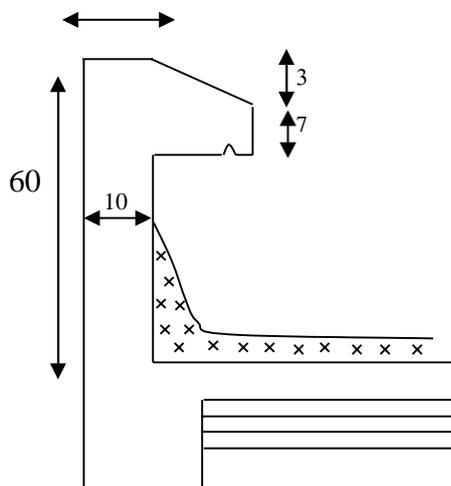


Figure : II.6. Dimensionnement de l'acrotère.

$$G_1(\text{poids propre})=25 \times [(0.1 \times 0.60) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02/2)] = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$$G_2(\text{poids de revêtement})=2 \times 0.03 \times 0.60 \times 14 = 0.504 \text{ KN/ml} \quad G_{\text{total}}=2.217 \text{ KN/ml}$$

- Les surcharges d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.2.2 comme suit :

Tableau.II.7. charge d'exploitation :

Désignation	Surcharge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (Habitation)	1,5
L'acrotère	1
L'escalier	2,5
Balcons	3,5

*Remarque:*

Dans un premier temps, nous prenons pour les poteaux une section de 30cm x 30cm et qui correspond au minimum réglementaire exigée par le RPA 99 V 2003 en zone III.

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau F3 comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée après avoir appliqué la descente de charge conformément au DTR BC.2.2.

c). Procédure de pré dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

Vérifier la section à l'ELS.

d). D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

$\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

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

$I$  : Moment d'inertie de la section  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .

$B$  : Surface de la section du béton.

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

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

$f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée.

$Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.

e). Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,652 N_u$$

f). Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

$(a ; b)$  : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

g). Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

$N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ),

$B$  : section de béton du poteau,

$A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ),

$n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .

$\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant l'équation (2) les différents termes par valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28} = 15MPA$$

II.6. charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Surface d'influence

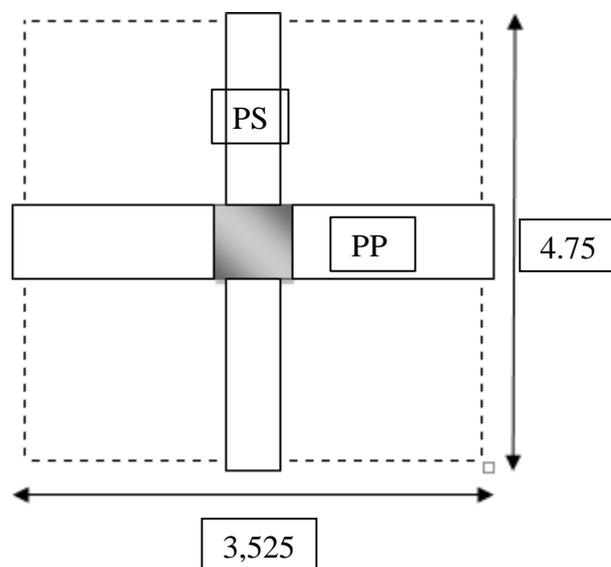


Figure.II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.

La surface supportée par le poteau le plus défavorable :

On suppose une section du poteau (30x30) cm<sup>2</sup>.

S : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.

$$S = 3.525 \times 4.75 = 16.74 \text{m}^2$$

**II.6.1.calcul des poids propre :**

-plancher terrasse :  $G_t = 6.83 \text{kg/ m}^2$

-plancher étage courant :  $G_t = 5.84 \text{kg/m}^2$ :

-plancher R.D.C :  $G_t = 5.84 \text{kg/m}^2$

**II.6.2.Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher  $P = G_t \times S$

Plancher terrasse

$$P = 6.83 \times 16.74 = 114.334 \text{KN}$$

Plancher étage courant et R.D.C

$$P = 5.84 \times 16.74 = 97.76 \text{KN}$$

**II.6.3.Poids propre revenant à chaque poutre :**

Poutre principal

$$P = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 5.20 = 15.6 \text{KN}$$

Poutre secondaire

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.30 = 8.663 \text{KN}$$

D'où le poids totale de poutre est de :

$$P = 15.6 + 8.663$$

Ce qui donne :  $P_{\text{total}} = 24.263 \text{KN}$

**II.6.4.Poids propre revenant à chaque poteau**

Poteau étage courant :

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.2 = 7.2 \text{KN}$$

Poteau 1ere étage :

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.06 = 7 \text{KN}$$

Poteau RDC :

$$P=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{KN}$$

**Tableau.II.8.** charge permanente :

Niveau	Gplancher(KN)	Gpoutre(KN)	Gpoteau(KN)	Gtotal(KN)	Gcumulée(KN)
12	114.334	24.263	/	138.597	138.597
11	97.76	24.263	7.2	129.223	267.82
10	97.76	24.263	7.2	129.223	397.043
9	97.76	24.263	7.2	129.223	526.266
8	97.76	24.263	7.2	129.223	655.489
7	97.76	24.263	7.2	129.223	784.712
6	97.76	24.263	7.2	129.223	913.935
5	97.76	24.263	7.2	129.223	1043.158
4	97.76	24.263	7.2	129.223	1172.381
3	97.76	24.263	7.2	129.223	1301.604
2	97.76	24.263	7.2	129.223	1430.827
1	97.76	24.263	7	129.023	1559.85
RDC	97.76	24.263	9.18	131.203	1691.053

### II.6.5.Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse :

$$Q=1 \times 16.74 = 24 \text{KN}$$

Plancher étage courant

$$Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=Q_7=Q_8=Q_9=Q_{10}=Q_{11}=Q_{RDC}=1.50 \times 16.74 = 25.11 \text{KN}$$

### II.7.Degression de charges d'exploitation:

Tableau.II.9. charge d'exploitation

Niveau	Qo	Q	coefficient	Qcumulée
12	16.74	25.11	0	16.74
11	16.74	25.11	1	41.85
10	16.74	25.11	1.9	64.449
9	16.74	25.11	2.7	84.537

CHAPITRE II : prédimensionnement des éléments

8	16.74	25.11	3.4	102.114
7	16.74	25.11	3.9	114.669
6	16.74	25.11	4.4	127.224
5	16.74	25.11	4.9	139.779
4	16.74	25.11	5.4	152.334
3	16.74	25.11	5.9	164.889
2	16.74	25.11	6.4	177.44
1	16.74	25.11	6.9	189.999
RDC	16.74	25.11	7.4	202.554

Les résultats concernant le Poteau le plus sollicité sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau.II.10.** : récapitulatif de la descente de charge du Poteau le plus sollicité.

Niveau	Nu(KN)	Br	a=b	Choix(cm)	Nser(KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	OBSERVATION
12	212.215	138.364	11.77 3	30*30	169,568	0.73	OK
11	424.332	276.664	16.64 3	30*30	330,932	1.42	OK
10	632.682	412.518	20.32 1	30*30	506,785	1.45	OK
9	837.265	545.896	23.37 4	30*30	671,127	1.93	OK
8	1038.08 1	676.828	26.02 6	35*35	832,958	2.39	OK
7	1231.36 5	802.849	28.34 5	35*35	989,767	2.85	OK
6	1424.64 8	928.870	30.48 7	35*35	1146,57 6	3.29	OK
5	1617.93 2	1054.88 2	32.48 9	40*40	1303,38 5	3.75	OK
4	1811.21 5	1180.91 2	34.37 4	40*40	1461,79 4	3.531	OK

## CHAPITRE II : prédimensionnement des éléments

3	2004.49 9	1306.93 3	36.90 1	45*45	1626,20 3	3.928	OK
2	2197.77 7	1432.95 1	37.86 4	45*45	1792,61 2	3.689	OK
1	2390.79 6	1558.79 8	39.49 2	45*45	1957,54 1	4.028	OK
RDC	2586.75 3	1686.56 2	41.07 8	45*45	2133,24 5	4.391	OK

**Tableau. II.12 : Choix Final des Poteaux**

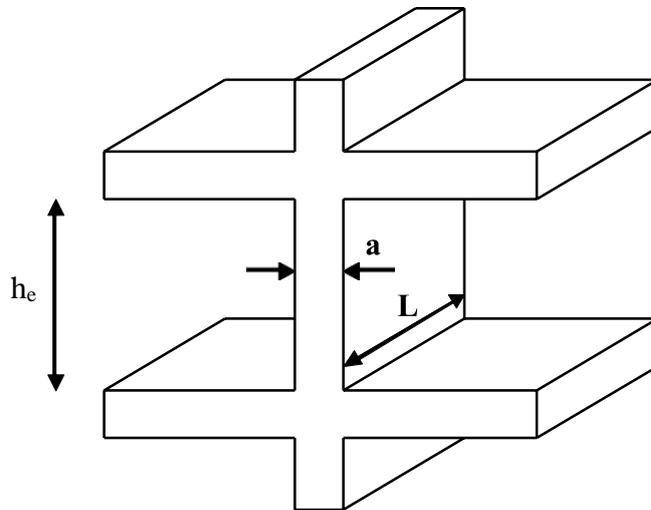
Sous Niveau	Sections carrées(axb)cm <sup>2</sup>
12 <sup>ème</sup>	30*30
11 <sup>ème</sup>	30*30
10 <sup>ème</sup>	30*30
9 <sup>ème</sup>	30*30
8 <sup>ème</sup>	35*35
7 <sup>ème</sup>	35*35
6 <sup>ème</sup>	35*35
5 <sup>ème</sup>	40*40
4 <sup>ème</sup>	40*40
3 <sup>ème</sup>	45*45
2 <sup>ème</sup>	45*45
1 <sup>er</sup>	45*45
RDC	45*45

### II.8. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 RPA99 version 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$ . Dans le contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémité comme indique la figure II.3.



**Fig II.8.** Coupe du voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e$  : hauteur libre de l'étage

Au rez-de-chaussée  $h_e = 4.08 - 0.35 = 3.73\text{m} \rightarrow a \geq \frac{3,73}{20} = 18,65\text{cm}$

Soit :  $a = 20\text{cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur ( $L$ ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ .

## CHAPITRE II : prédimensionnement des éléments

## CHAPITRE III : CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

### III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- . Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- . Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'ascenseur, les balcons et l'acrotère.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** »..

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

### III.2 Calcul des Planchers

#### III.2. 1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

#### III.2.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

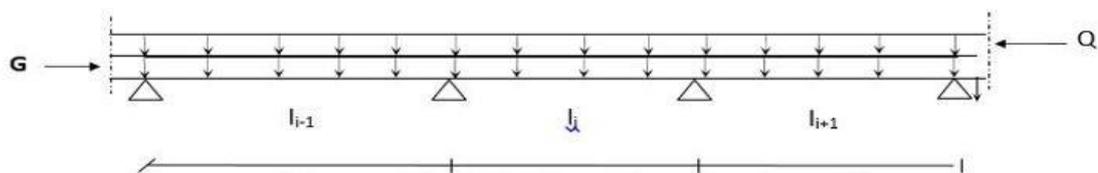


Figure III.1 : schéma d'une poutre continue.

**III.2. 3. Différents types de poutrelles**

On se référant au plan de disposition des poutrelles montré au chapitre figure nous obtenons les types de poutrelles montré sur le tableau I précédent à la

**Tableau III.1.1.** Différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Niveau	Schéma statique
Type 1	Etages 1 à terrasse	
Type 2	Etages 1 à terrasse	
Type 3	Etages 1 à terrasse	
Type 4	Etages 2 à terrasse	
Type 5	Etages 2 à terrasse	
Type 6	Etages 1 à terrasse	
Type 7	Etages 1 à terrasse	

### III.2. 4. Méthode de calcul des sollicitations

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

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

#### III.2. 4. 1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

##### . Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Le **BAEL91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} > 1.25$

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

#### Vérification des conditions de BAEL

##### Vérification des surcharges

##### Plancher terrasse inaccessible :

$$G=5.74\text{KN/m}^2$$

$$Q=1\text{KN/m}^2 \rightarrow 1 \leq \min(11.48 ; 5)\text{KN/m}^2$$

Vérifiée.

##### Plancher étage courant :

$$G=5.39\text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.5 \leq \min(10.78 ; 5)\text{KN/m}^2$$

Vérifiée.

**Plancher étage commercial (1<sup>er</sup> étage au niveau 4.08m)**

$$G=5.39\text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.5 \leq \min(10.78 ; 5)\text{KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

**Vérification du rapport ( $\frac{l_i}{l_{i+1}}$ )**

Les rapport des portées successives dans tous les types sont compris entre :

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} > 1.25$$

**Vérification du moment d'inertie**

I= constant (le meme corps creux) Vérifiée.

**Vérification de la fissuration**

La fissuration est peu nuisible. Vérifiée.

Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

**Principe de la méthode forfaitaire (art B.6.2.2.1.1)**

**Les moments fléchissant**

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante.

$M_t$  : Moment max dans la travée étudiée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée.

$\alpha$  : le rapport de charges d'exploitation « Q » sur la somme des charges permanentes « G » et les charges d'exploitation »Q « :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs prise pour «  $M_t ; M_g ; M_d$  » doivent vérifier les conditions suivants :

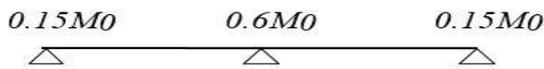
$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \max \left[ \left( \max \left[ (1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \right] - \frac{M_g + M_d}{2} \right); \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Travée intermédiaire :

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

**Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :**

cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



cas de plus de 03 travées :



### Les efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la *RDM*.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on

tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$ .

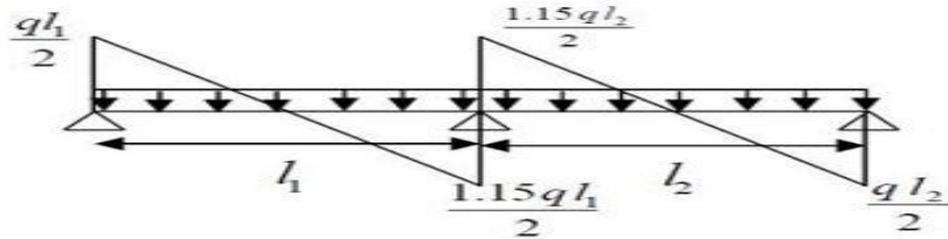
Avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

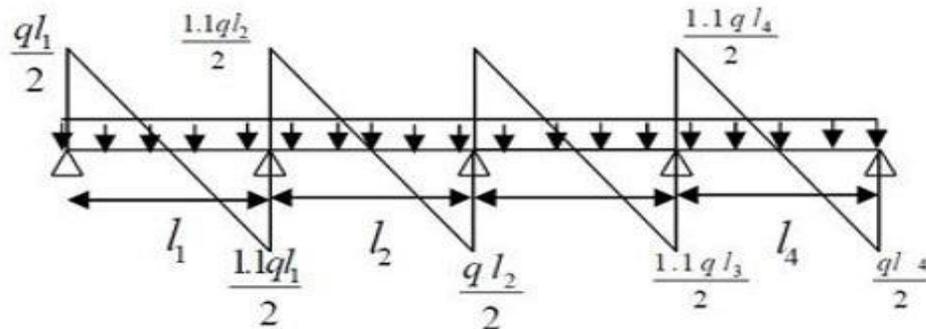
10 % pour une poutre à plus de deux travées.

**Méthode de la RDM**

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$



**Figure III.2 :** effort tranchant sur une poutre à 2 travées.



**Figure III.3 :** effort tranchant sur une poutre à plus de 2 travées.

**III.2. 5. Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles**

**III.5. 1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

**Evaluation des charges et surcharges :**

**Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 2,275 \text{ kN/ml}$

**$G = 2.395 \text{ kN/ml}$**

**Charges d'exploitation :**

**$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$**

**Combinaison des charges :**

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

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

**Tableau III.1.2.** Charges et surcharges revenants aux poutrelles.

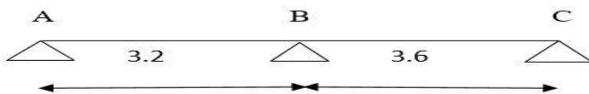
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	Pu (KN/ml)	qs (KN/m <sup>2</sup> )	Ps (KN/m l)
Terrasse inaccessible	5,74	1	9.249	6.012	6,740	4.381
Etage courant	5.39	1.5	9.527	6.193	6.89	4.479
RDC	5.39	1.5	9.527	6.193	6.89	4.479

### III. 2. 5. 2. Calcul des sollicitations

Pour illustrer la méthode de calcul on prendra comme exemple la poutrelle type 2 du plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage, les résultats obtenus pour les autres types sont résumés sur des tableaux.

**Pour le plancher 1<sup>er</sup> étage**

**Poutrelle type 2**



**Calcul des moments**

**Moments isostatique**

$$M_0 : \text{Moment isostatique} : M_o = \frac{pxl^2}{8}$$

à l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_o = \frac{6,193 \times 3,20^2}{8} = 7,927 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_o = \frac{6,193 \times 3,60^2}{8} = 10,033 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis**

**Appui de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appui de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0,15M_o$ .

$$\text{Donc, } M_A = M_C = -1,505 \text{ KN.m.}$$

**Appui intermédiaires.**

$$M_B = -0,6 \times \text{Max}(M_{oAB} ; M_{oBC}) = -6,019 \text{ KN.m.}$$

**Moments e travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{1,50+5,39} = 0,218$$

$$1+0,3\alpha = 1,065$$

$$1,2+0,3\alpha = 1,265$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1) } M_{AB} \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha)M_{oAB} ; 1,05M_{oAB}] - \frac{MG+MD}{2} \\ \text{2) } M_{AB} \geq \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] \times M_{oAB} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{1) } M_{AB} \geq 12,085 \text{ KN.m} \\ \text{2) } M_{AB} \geq 10,028 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_{AB} = 12,085 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_{BC} \geq 14,447 \text{KN.m} \\ 2) M_{BC} \geq 12,692 \text{KN.m} \end{array} \right\} M_{BC} = 14,447 \text{KN.m}$$

à l'ELS:

$$\text{Travée A-B: } M_{oAB} = \frac{4,479 \times 3,20^2}{8} = 5,733 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_{oAB} = \frac{4,479 \times 3,60^2}{8} = 7,256 \text{KN.m}$$

**Moments aux appuis**

**Appui de rive:**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appui de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0,15M_o$ .

$$\text{Donc, } M_A = M_C = -1,088 \text{KN.m.}$$

**Appui intermédiaires :**

$$M_B = -0,6 \times \text{Max}(M_{oAB}; M_{oBC}) = -4,354 \text{KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{1,50+5,39} = 0,218$$

$$1+0,3\alpha = 1,065$$

$$1,2+0,3\alpha = 1,265$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_B \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha)M_{oAB} ; 1,05M_{oAB}] - \frac{MG+MD}{2} \\ 2) M_{AB} \geq \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] \times M_{oAB} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_{AB} \geq 8,827 \text{KN.m} \\ 2) M_{AB} \geq 7,252 \text{KN.m} \end{array} \right\} M_{AB} = 8,827 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_{BC} \geq 10,448 \text{KN.m} \\ 2) M_{BC} \geq 9,178 \text{KN.m} \end{array} \right\} M_{BC} = 10,448 \text{KN.m}$$

**B. Calcul de l'effort tranchant**

à l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{qxl}{2} = \frac{6,193 \times 3,20}{2} = 9,91 \text{KN} \\ V_B = -1,15 \times \frac{qxl}{2} = -1,15 \times \frac{6,193 \times 3,20}{2} = -11,395 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée B-C } \left\{ \begin{array}{l} V_B = 1,15 \times \frac{qxl}{2} = 1,15 \times \frac{6,193 \times 3,60}{2} = 12,82 \text{KN} \\ V_C = -\frac{qxl}{2} = \frac{6,193 \times 3,60}{2} = -11,147 \text{KN} \end{array} \right.$$

à l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{qxl}{2} = \frac{4,479 \times 3,20}{2} = 7,166 \text{KN} \\ V_B = -1,15 \times \frac{qxl}{2} = -1,15 \times \frac{4,479 \times 3,20}{2} = -8,241 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée B-C } \left\{ \begin{array}{l} V_B = 1,15 \times \frac{qxl}{2} = 1,15 \times \frac{4,479 \times 3,60}{2} = 9,272 \text{KN} \\ V_C = -\frac{4,479 \times 3,60}{2} = -8,062 \text{KN} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus pour les différents types de poutrelles sont sur les tableaux suivants :

**Plancher etage courant :**

**Type 1**

**Tableau III.1.3.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

	Travée	L(m)	Pu(KN/m)	Mo(KN.m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
<b>ELU</b>	A-B	3,60	6,193	10,033	0	0	10,033	11,147	-11,147
<b>ELS</b>	A-B	3,60	4,479	7,256	0	0	7,256	8,062	-8,062

**Type 2**

**Tableau III.1.4.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

	Travée	L(m)	Pu(KN/m)	Mo(KN.m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
<b>ELU</b>	A-B	3,20	6,193	7,927	-1,505	-6,019	12,085	9,91	-11,395
	B-C	3,60	6,193	10,033	-6,019	-1,505	14,447	12,82	-11,147
<b>ELS</b>	A-B	3,20	4,479	5,733	-1,088	-4,354	8,827	7,166	-8,241
	B-C	3,60	4,479	7,256	-4,354	-1,088	10,448	9,272	-8,062

**Type 3 :**

**Tableau III.1.5.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Travée	L(m)	Pu(KN/m)	Mo(KN.m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
	A-B	3,45	6,193	9,214	-1,505	-5,017	13,074	10,683	-11,75

CHAPITRE: III: calculs des elements secondaires

<b>E L U</b>	B-C	3,60	6,193	10,033	-5,017	-4,013	15,20	12,26 2	- 11,14 7
	C-D	3,45	6,193	9,214	-4,013	-4,607	14,11	10,68 3	- 11,75
	D-E	3,20	6,193	7,297	-4,607	-1,505	11,45 6	10,89 9	-9,91
<b>E L S</b>	A-B	3,45	4,479	6,664	-1,088	-3,332	9,51	7,726	- 8,498
	B-C	3,60	4,479	7,256	-3,332	-2,902	10,81 7	8,868	- 8,062
	C-D	3,45	4,479	6,664	-2,902	-2,867	9,985	7,726	- 8,499
	D-E	3,20	4,479	5,733	-2,867	-1,088	8,078	7,883	- 7,166

**Type 4 :**

**Tableau III.1.6. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS**

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>EL U</b>	A-B	3,20	6,193	7,927	-1,382	-5,528	11,892	9,908	- 11,39 5
	B-C	3,60	6,193	9,214	-5,528	-1,382	13,268	12,28 5	-10,68
<b>EL S</b>	A-B	3,20	4,479	5,733	-0,999	-3,998	8,604	7,166	-8,241
	B-C	3,60	4,479	6,664	-3,998	-0,999	9,596	8,885	-7,726

**Type 5**

**Tableau III.1.7.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>EL U</b>	A-B	3,45	6,193	9,214	-1,505	-5,017	13,074	10,68 3	-11,75
	B-C	3,60	6,193	10,033	-5,017	-5,017	15,864	12,26 2	- 11,14 7
	C-D	3,45	6,193	9,214	-5,017	-1,505	13,074	10,68 3	-11,75
<b>EL S</b>	A-B	3,45	4,479	6,664	-1,088	-3,628	9,455	7,726	-8,499
	B-C	3,60	4,479	7,256	-3,628	-3,628	11,356	8,862	-8,062
	<b>C-D</b>	3,45	4,479	6,664	-3,628	-1,088	9,455	7,726	-8,499

**Type 6 :**

**Tableau III.1.8.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>E  EL U</b>	A-B	3,4 5	6,193	9,214	0	0	9,214	10,68 3	- 10,68 3
	<b>EL S</b>	A-B	3,4 5	4,479	6,664	0	0	6,664	7,726

**Type 7 :**

**Tableau III.1.9.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Md(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>E</b>	A-B	3,2	6,193	7,927	0	0	7,927	9,908	-
<b>EL</b>		0							9,908
<b>U</b>									
<b>EL</b>	A-B	3,2	4,479	5,733	0	0	5,733	7,166	-
<b>S</b>		0							7,166

Terrasse inaccessible :

Type 1:

**Tableau III.1.10.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Md(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>E</b>	A-B	3,6	6,012	9,739	0	0	9,739	10,82	-
<b>EL</b>		0						2	10,88
<b>U</b>									2
<b>EL</b>	A-B	3,6	4,381	7,097	0	0	7,097	8,062	-
<b>S</b>		0							8,062

Type 2

**Tableau III.1.11.** Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Tra vée	L(m )	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Md(K N.m)	Mt(K N.m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>EL</b>	A-B	3,20	6,012	7,695	-1,461	-5,843	11,731	10,78	-
<b>U</b>								4	12,402

CHAPITRE: III: calculs des elements secondaires

	B-C	3,60	6,012	9,739	-5,843	-1,461	13,878	13,95 2	- 12,132
<b>EL</b>	A-B	3,20	4,381	5,608	-1,066	-4,258	8,550	7,009	-8,061
<b>S</b>	B-C	3,60	4,381	7,097	-4,258	-1,066	10,074	9,069	-7,886

**Type 3 :**

Tableau III.1.12. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L(m )	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(K N.m)	Ma(KN. m)	Mt(K N.m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>E L U</b>	A-B	3,45	6,012	8,945	-1,342	-4,869	12,49 8	10,37 1	- 11,40 8
	B-C	3,60	6,012	9,739	-4,869	-3,896	14,60 8	11,90 4	- 10,82 2
	C-D	3,45	6,012	8,945	-3,896	-4,473	13,57 7	10,37 1	- 11,40 8
	D-E	3,20	6,012	7,695	-4,473	-1,154	10,89 3	10,58 1	-9,619
<b>E L S</b>	A-B	3,45	4,381	6,518	-1,065	-3,549	9,151	7,557	-8,131
	B-C	3,60	4,381	5,608	-3,549	-2,839	10,64 6	8,674	-7,886
	C-D	3,45	4,381	6,518	-2,839	-3,259	9,854	7,557	-8,313
	D-E	3,20	4,381	7,097	-3,259	-0,841	7,938	7,711	-7009

**Type 4 :**

Tableau III.1.13. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
------------	----------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	------------	------------

CHAPITRE: III: calculs des elements secondaires

<b>EL U</b>	A-B	3,20	6,012	7,695	-1,267	-5,367	11,396	9,619	- 11,06 2
	B-C	3,60	6,012	8,945	-5,367	-1,267	12,709	11,92 6	- 10,37 1
<b>EL S</b>	A-B	3,20	4,381	5,608	-0,978	-3,911	9,421	7,009	-8,061
	B-C	3,60	4,381	6,518	-3,911	0,978	10,553	8,691	-7,557

**Type 5**

Tableau III.1.14. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Trav ée	L( m)	Pu(KN/ m)	Mo(KN. m)	Mg(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Vg(K N)	Vd(K N)
<b>EL U</b>	A-B	3,45	6,012	8,945	-1,461	-4,869	12,557	7,557	-8,313
	B-C	3,60	6,012	9,739	-4,869	-4,869	15,095	8,674	-7,886
	C-D	3,45	6,012	8,945	-4,869	-1,461	12,557	7,557	-8,331
<b>EL S</b>	A-B	3,45	4,381	6,518	-0,978	-3,548	9,107	10,37 1	- 11,40 8
	B-C	3,60	4,381	7,097	-3,548	-3,548	9,715	11,90 4	- 10,82 2
	C-D	3,45	4,381	6,518	-3,548	-0,978	9,107	10,37 1	- 11,40 8

**Type 6 :**

Tableau III.1.15. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Travée	L(m)	Pu(KN/m)	Mo(KN.m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Me(KN.m)	Vg(KN)
<b>E</b>	A-B	3,45	6,012	8,945	0	0	8,945	10,371
<b>ELU</b>								
<b>ELS</b>	A-B	3,45	4,381	6,518	0	0	6,518	7,557

**Type 7 :**

Tableau III.1.16. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Travée	L(m)	Pu(KN/m)	Mo(KN.m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Me(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
<b>E</b>	A-B	3,2	6,012	7,695	0	0	7,695	9,619	-
<b>ELU</b>		0							9,619
<b>ELS</b>	A-B	3,2	4,381	5,608	0	0	5,608	7,009	-
		0							7,009

### Ferrailage des poutrelles

#### Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16 \text{MPa}$$

#### En travée :

Calcul de  $M_{tu}$

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

$$M_{tu}=0,65 \times 0,04 \times 14,16 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 58,91 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{travée}^{MAX} \rightarrow$  la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la tables de compression, d'où il faut faire un calcul d'une section rectangulaire bxh.

Calcul des armatures :

**Armature longitudinal :**

$$b=0,65\text{m} ; h_o=0,04\text{m}; f_{bu}=14,16\text{MPa}; h=0,20\text{m}; d=0,9 \times 0,20=0,18\text{m}; b_o=0,12\text{m};$$

L'enrobage :

$$\phi_l = 10 \text{ à } 14 \text{ mm} ; \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + \frac{\phi_l}{2} + \frac{\phi_t}{2} = 1 + \frac{1,4}{2} + \frac{0,6}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$C \geq 2 \text{ cm} ; \text{ soit } C = 3,00 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}^{MAX}}{b x d^2 x f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15,864 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,16} = 0,053 < 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_R \rightarrow \text{pas d'acier comprimée } A' = 0$$

**Calcul de  $A_s$ :**

$$A_s = \frac{M \cdot 10^6}{Z x \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}\right) = 0,068$$

$$Z = 18 \left(1 - (0,4 \times 0,068)\right) = 17,51 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{15,864 \cdot 10^6}{175,1 \times 348} = 2,603 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité BAEL(art.A.4.2.1):**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} < A_s \text{ vérifiée}$$

Choix : **2T10+1T12=2,7cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension bxh.

**Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma_{\text{MAX}}}{bx d^2 x f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,505.10^6}{650 \times 180^2 \times 14,16} = 0,00504 < 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_R \rightarrow \text{pas d'acier comprimée } A' = 0$$

Calcul de  $A_u$ :

$$A_u = \frac{Ma.10^6}{Zx\sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,00504)}) = 0,00612$$

$$Z = 18(1 - (0,4 \times 0,00612)) = 17,95 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{1,505.10^6}{179,5 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Choix : **2T6=0,57cm<sup>2</sup>**

**Appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma_{\text{MAX}}}{bx d^2 x f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6,019.10^6}{650 \times 180^2 \times 14,16} = 0,020 < 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_R \rightarrow \text{pas d'acier comprimée } A' = 0$$

**Calcul de  $A_s$ :**

$$A_s = \frac{Ma \cdot 10^6}{Zx\sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,020)}) = 0,025$$

$$Z = 18 \times (1 - (0,4 \times 0,025)) = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6,019 \cdot 10^6}{178,2 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Choix : **2T8=1,01cm<sup>2</sup>**

**Tableau III.1.17.** récapitulatif de ferrailage

Poutrelles	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
	A calculée (cm) <sup>2)</sup>	A' (cm) <sup>2)</sup>	A <sup>min</sup> (cm) <sup>2)</sup>	barres	A choisi (cm) <sup>2)</sup>	A <sub>t</sub> (cm) <sup>2)</sup>	S <sub>t</sub> (cm)
Appui de rive	2,42	0	1,413	2T6	0,57	2T8	20
Appui intermediaire	0,97	0	1,413	2T8	1,01		
Travée	2,603	0	1,413	2T10+1T12	2,7		

**Vérification de l'effort tranchant BAEL(art.A.5.1) :**

Effort tranchant : Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 13,952 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  alors si la condition est vérifiée nous n'avons pas besoin des armatures de cisaillement.

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,646 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**

**Appuis de rives :**

**Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 13,952 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,952 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,72 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,605 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,040 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis intermédiaires :**

**Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{12,402 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,64 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 6,03 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,04 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

**Selon BAEL :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

**Selon RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec**

**Diametre minimale BAEL99(art.A.7.2.2)**

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(5,71\text{cm} ; 12\text{cm} ; 12\text{cm}) = 5,71\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

**- Selon BAEL :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0204\text{cm} \end{array} \right.$$

**- Selon RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ \bullet S_t \leq 7.5cm \dots\dots\dots Zonenodale \\ \bullet S_t \leq 15cm \dots\dots\dots Zonecourante \end{array} \right.$$

**Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t=2T8 = 1.01cm^2$

**Choix des espacements :**

$$S_t \leq A_t \frac{0,8fe(\sin\alpha + \cos\alpha)}{bo(\tau u - 0,3ftjK)} \quad (\alpha = 90^0 \text{ armatures droit})$$

$$S_t = A_t \frac{0,8fe}{bo(\tau u - 0,3ft28)} = 29,94cm \quad \text{Nous prenons } S_t = 20cm$$

$$\text{Donc: } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zonenodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zonecourante \end{array} \right.$$

**vérification à ELS**

Les vérifications à faire sont :

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

**Etat limite de compression du béton**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad M_{ser} = 11,356KN.m$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Détermination de la position de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A_s')y - n(A_s \cdot d + A_s' \cdot c') = 0$$

Avec:  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$ (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

**Calcul de  $A_s$  et  $A_s'$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{serMax}}{b x d^2 x f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,356 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,16} = 0,038 < 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_{R} \rightarrow \text{pas d'acier comprimée } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M \mu \cdot 10^6}{Z x \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,038)}) = 0,048$$

$$Z = 18(1 - (0,4 \times 0,068)) = 17,65\text{cm}$$

$$A_u = \frac{11,356 \cdot 10^6}{176,5 \times 348} = 1,84\text{cm}^2$$

choix : **4T8=2,01cm<sup>2</sup>**

$y$  : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance " $y$ " et le moment d'inertie " $I$ " se Calculent par les formules qui

Suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y-c') - \eta \cdot A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta \cdot A_s' \cdot (y-c')^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d-Y)^2. \end{cases}$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(2,01 \cdot 10^{-4})y - 15(2,01 \cdot 10^{-4} \times 0,18) = 0$$

$$0,325y^2 + 3,015 \cdot 10^{-3}y - 5,427 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta = 3,015 \cdot 10^{-3^2} - 4(-5,427 \cdot 10^{-4}) \times 0,325$$

$$\Delta = 3,721 \cdot 10^{-3}$$

$$y_1 = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-3,015 \cdot 10^{-3} - \sqrt{3,721 \cdot 10^{-3}}}{2 \times 0,325} = -0,098m$$

$$y_2 = \frac{-3,015 \cdot 10^{-3} - \sqrt{3,721 \cdot 10^{-3}}}{2 \times 0,325} = 0,089m$$

$$y = 8,9cm \quad y > h_0$$

$$y = \frac{0,65}{2} \times 0,089^2 - (0,65 - 0,12) \times \frac{(0,089 - 0,04)^2}{2} + 15 \times 2,01 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,089)$$

$$y = 1,131cm$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times 0,089^3 - (0,65 - 0,12) \times \frac{(0,089 - 0,04)^3}{2} + 15 \times 2,01 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,089)^2$$

$$I = 10699,14cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,356 \cdot 10^{-6} \times 1,131 \cdot 10^{-2}}{10699,14 \cdot 10^{-8}} = 1,20MPa \text{ la condition est vérifiée}$$

**Tableau. III.1.18.** : vérification de l'état limite de compression du béton

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	11,356	2,01	1,131	10699,14	1,20	Vérifiée

<b>Appuis</b>	4,354	1,01	0,135	7351	0,0079	Vérifiée
---------------	-------	------	-------	------	--------	----------

**Etat limite d’ouverture de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable donc y pas de vérification.

**Etat limite de déformation BAEL99(art.B.6.5)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l’intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**Evaluation de la flèche BAEL99(art.B.6.2)**

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$      •  $\frac{h}{l} = 0,055 < 0,0625 \dots\dots\dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$    •  $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0125 > 0,011 \dots\dots\dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$    •  $\frac{h}{L} = 0,055 \leq 0,156 \dots\dots\dots non\ vérifiée$

**Avec:**

h=20cm; b<sub>0</sub>=12cm; d=18cm; L=3.60 m; M<sub>tser</sub>=11,356kNm; M<sub>0</sub>=7,256kNm; A<sub>s</sub>= 2,70cm<sup>2</sup>; Fe=400Ma.

**Alors:** Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,72cm \quad (L < 5m)$

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longue durée.

**- Position de l’axe neutre « y<sub>1</sub> » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau.

**Tableau. III. 5:** calcul de la flèche

<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>A<sub>s</sub></b>	<b>Y<sub>1</sub></b>	<b>δ</b>	<b>σ<sub>s</sub></b>	<b>λ<sub>i</sub></b>	<b>λ<sub>v</sub></b>	<b>μ</b>	<b>I<sub>0</sub></b>	<b>I<sub>fi</sub></b>	<b>I<sub>fv</sub></b>
(kNm )	(cm <sup>2</sup> )	(cm)		(MPa )				(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> )

11,35		6,98	0,009	313,8		1,76	0,73	19390,67	5029,89	
6	2,01	2	3	8	4,42	6	3	2	5	8451,01
					1					7

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,91cm \quad (L = 3.60m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 1,624.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,714cm < \bar{f} = 0,720cm.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

### 3. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère

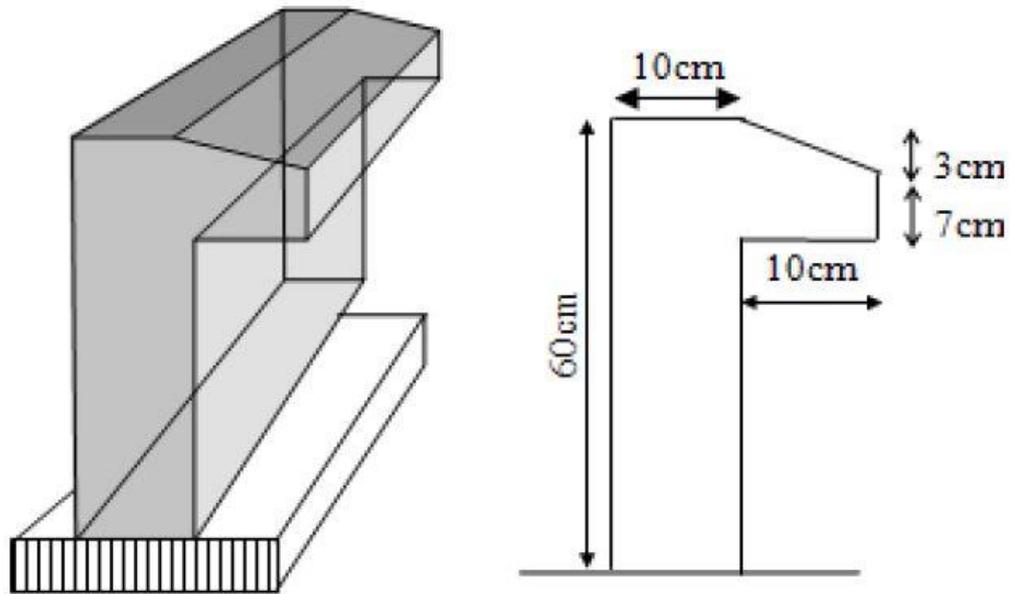


Figure III.13 : Dimensions de l'acrotère

#### A.1. Charge permanente(G):

-surface : ..... $(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2}\right) = 0,0685 \text{ m}^2$

-Poids propre de l'acrotère : ..... $25 \times 0,0685 = 1,713 \text{ kN/ml}$

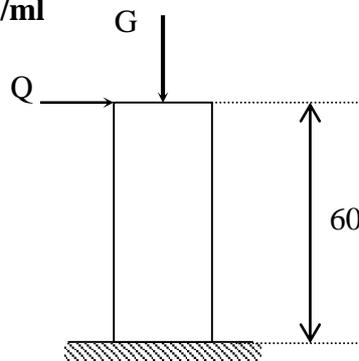
-Revêtement : ..... $14 \times 2 \times 0,03 \times 0,6 = 0,504 \text{ kN/m}$

**G= 2,217 kN/ml**

#### A.2. Charge d'exploitation:

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où **Q = 1,00 kN/ml**



**Figure III.14** : Schéma statique de l'acrotère

A.3. L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :<sup>[2]</sup>

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99/version 2003 tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

$[A=0,25]$ .....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le RPA99/version 2003 tableau (6-1).....  
 $[C_p=0,8]$ .

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 2,217 kN.

$F_p = 4 * 0,25 * 0,8 * 2,217 = 1,774$  kN.

$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) = 1,774$  kN

Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

**G+Q+E** :

$N_U = G = 2,217 = 2,993$  kN

$M_U = G + F_p = 2,217 + 1,774 = 3,991$  kN.m

$T_u = F_p = 1,774$  kN

**E.L.S** :

$N_S = G = 2,217$  kN

$M_S = Q_h * h_a = 1,064$  kN.m

$T_s = F_p = 1,774$  kN

**Ferraillage De La Section De L'acrotère**

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $M_U = 1,597 \text{ kNm}$  ;  $N_U = 2,993 \text{ kN}$  ;  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$  ;  
 $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

$$d = h - c = 7 \text{ cm}$$

$$c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,991}{2,217} = 1,8 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 180 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$  (section partiellement comprimée)

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 4,6561 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0671$$

D'après l'organigramme:  $M = M_F = 4,6561 \text{ kNm}$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0868$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 6,75696 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{4,6561 \cdot 10^6}{67,5696 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1,98 \text{ cm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 198 - \frac{2,217 \cdot 10^3}{348} = 191,62 \text{ mm}^2$$

On obtient :  $A_1=0$  et  $A_2=1,92 \text{ cm}^2$ .

**Condition De Non Fragilité**

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d ( f_{t28} / f_e ) = 0,23 \times 100 \times 70 \times (2,1/400) = 0,845 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,92 \text{ cm}^2$

La section choisie est : **4T8** avec  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Armature De Répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_r > 0,5025 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T6** =  $1,13 \text{ cm}^2$  - avec un espacement  $S_r = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

**Vérification A L'ELS**

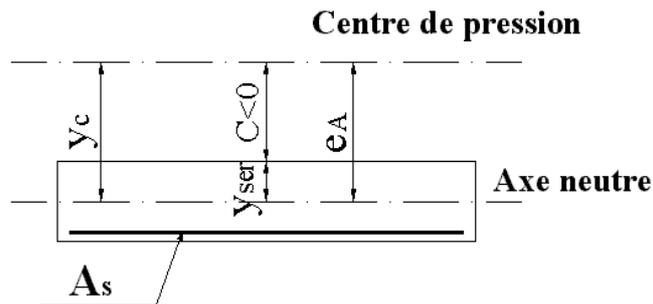


Figure III.15 : distance de l'axe neutre

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,064}{2,217} = 0,479 \text{ m} \text{ On prend } e_0 = 47,9 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{2} - c' = 2 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 47,9 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.  $C=d-e_A$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 49.9cm \Rightarrow C = -42,9cm \quad (C < 0)$$

**D'après le «BAEL 91 modifié 99 », On résous l'équation du troisième degré :**

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre. Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A1}{b} + 6n(d + c) \frac{A2}{b} = -551,207 \\ \text{et} \\ q = 2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A1}{b} - 6n(d + c)^2 \frac{A2}{b} = 156,992 \end{cases}$$

**La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :**

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -4,468 \cdot 10^{-4}$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] = 0,135$$

$$yc = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$yc = 0,462$$

$$yser = yc - c$$

$$yser = 0,462 + 0,429 = 0,892$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 89,2cm \\ y_c = 46,2cm \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 15492061,34cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,217^3 \times 46,2 \cdot 10}{15492061,34} \right) \times 89,2 = 5,897 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**a. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = -8,777 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

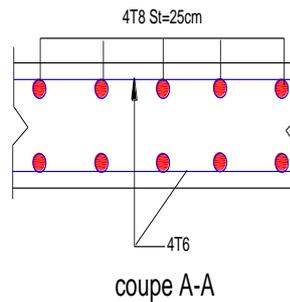
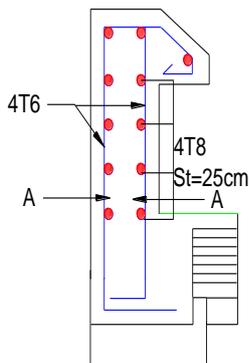
$$\sigma'_s = 8,816 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification De L'effort Tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.661 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0380 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



— FIN COUCHE ETAINCHEITE

### III.4-Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

#### III.4.1 détermination des charges :

Charge permanente( $G=5,12\text{KN/m}^2$ ) :

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (5,19\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 5,19\text{KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :  $g = ((0,9) + (0,2 \times 2)) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1,3\text{KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge:  $Q = (3,5\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 3,5\text{KN/ml}$

#### III.4.2 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

##### a) Combinaison de charge :

$q_u = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 3,5 = 12,2565 \text{ KN/ml}$

$g_u = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ KN}$

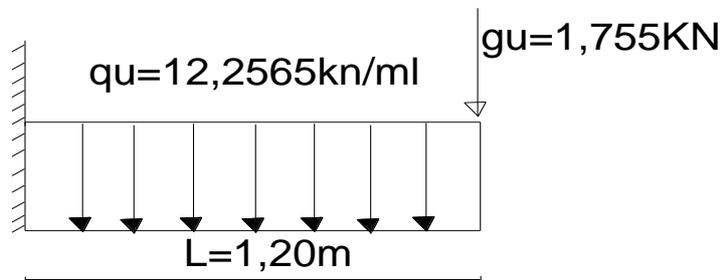


Figure III.10: Schéma statique de balcon à ELU.

##### b) Calcul des efforts internes:

###### - La réaction d'appui :

$$\Sigma F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 1,755 + (12,2565 \times 1,2) = 15,2295 \text{ KN}$$

$$R_A = 15,2295 \text{ KN}$$

###### - L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow T_y = - q_u \times (x) - g_u$$

Si  $x=0 \Rightarrow T_y = -1.755 \text{ KN}$

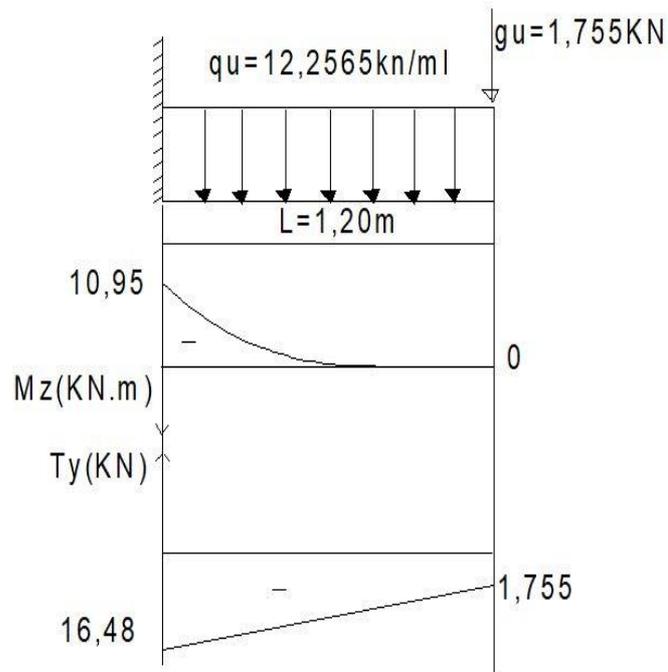
Si  $x=1.2 \Rightarrow T_y = -16.48 \text{ KN}$

- Moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow M_z = -qu \times (\frac{x^2}{2}) - gu_x$

Si  $x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$

Si  $x=1.4 \Rightarrow M_z = -10,95 \text{ KN.m}$



**Figure .III.11:** diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant à ELU

### III.4.3 Calcul à l'ELU :

La hauteur  $d = 12 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,16$  ;  $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$  ;

• Armatures principales :

$M_z = 10,95 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_z}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,95 \cdot 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0536 < \mu_R = 0,392$  (organigramme de la flexion simple)

La section est simplement armée  $A_{s'} = 0$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0536}) = 0,0688$

$Z = 12 \times (1 - 0,4 \times 0,0688) = 11,6697 \text{ cm}$

$A_s = \frac{10,95 \cdot 10^6}{116,697 \times 348} = 2,69 \text{ cm}^2$

Soit  $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit  $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 25 cm.

### III.4.4 Vérifications à l'ELU :

**a) Condition de non fragilité :** (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,14 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

**b) Vérification au cisaillement :** (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \quad (\text{Art.5.1,1}) \text{ p51}$$

$$T_u = 16,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,48 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c) Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} ; \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \Sigma u_i}$$

$\Sigma u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,48 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,012 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} (\Psi_s = 1,5 : \text{barres de haute adhérence})$$

$\tau_{se} = 1,012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

- Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_{se}} ; \tau_{se} = 0,6 x \Psi_s^2 x f_{ij} = 0,6 x 1,5^2 x 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 x 400}{4 x 2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,328 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0,6 x \Psi_s^2 x f_{ij} = 0,6 x 1,5^2 x 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 x 400}{4 x 2,835} = 352,73 \text{ mm} = 35,273 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

**Espacement des barres :**

• **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$  ..... La condition est vérifiée.

• **Armatures transversales:**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$St = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$ ..... La condition est vérifiée.

**III.4.5. Calcul à l'ELS:**

**a) Combinaison de charge :**

La dalle pleine:  $q_s = G+Q = (5,19+3.5) \times 1\text{m} = 8,69 \text{ KN/ml}$

Poids du garde corps:  $g_s = 1.3 \times 1 \times 1\text{m} = 1.3 \text{ KN}$

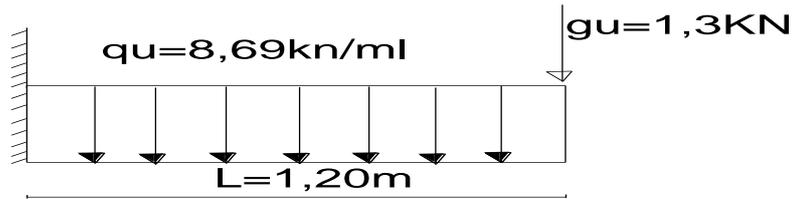


Figure III.12: Schéma statique de balcon à ELS.

**b) Calcul des efforts internes:**

- La réaction d'appui :

$$\Sigma F_{ext} = 0 \Rightarrow RA - g_s - q_s \times l = 0$$

$$RA = 1.3 + (8.69 \times 1.2) = \mathbf{11,4728 \text{ KN}}$$

- L'effort tranchant :  $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow T_y = - q_s \times (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = \mathbf{-1.3 \text{ KN}}$$

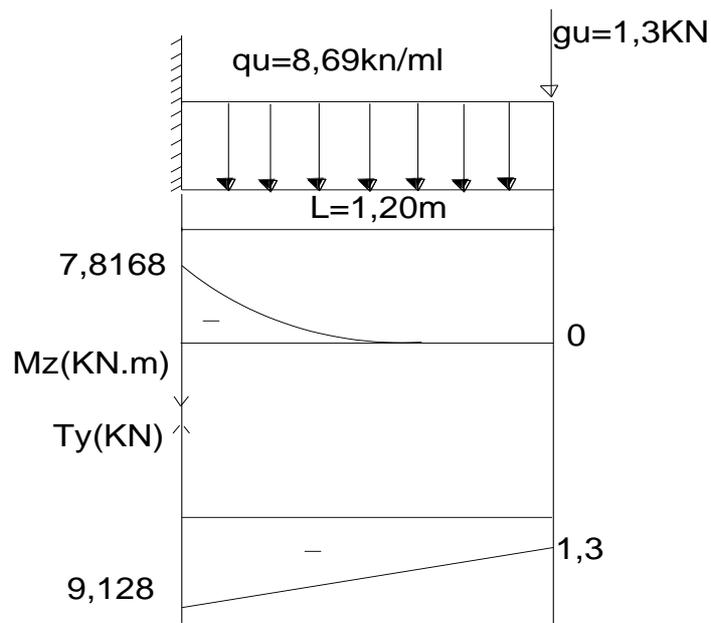
$$\text{Si } x=1.2 \Rightarrow T_y = \mathbf{-9,128 \text{ KN}}$$

- Moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow M_z = - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times x(x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1.2 \Rightarrow M_s = \mathbf{-7,8168 \text{ KN.m}}$$



**Figure .III.13 :** diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant à ELS.

**c) Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante:

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

- Contraintes dans le béton :

Béton :

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

Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(2.f_e/3, \text{max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta.f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A_s' (d - c') - \eta A_s (d - y) = 0 \dots \dots \dots \text{ Avec : } \eta = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s' (d - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

**Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant.**

**Tableau III.4.1 :** vérification à l'ELS

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérificati on	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérificati on
7,8168	3,14	2,93	4630,57 37	0,004 9	15	Vérifiée	229,84	201,6 3	Non vérifiée

**Remarque** : la contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

On opte :  $4T12=4,52\text{cm}^2$

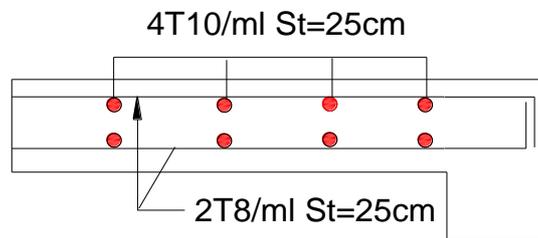
**e) Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ .....condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_o} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{M_s}{10M_o} = \frac{7,8168}{10 \times 10,95} = 0,071$ .....condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ .....condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.14** : schéma de ferrailage des balcons.

### III.5. Les Escaliers :

#### III.5.1. 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 on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

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

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

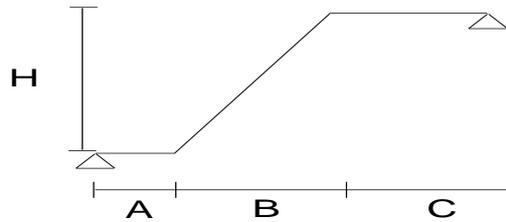
L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre

Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quel elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

**Escalier étage RDC et courant :**



**Avec :**

H=151cm ; A=65cm ; B=240cm; C=130cm.

- $h$  : Hauteur de la marche.
- $g$  : Largeur de la marche.
- $L$  : Longueur horizontale de la paillasse.
- $H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir  $2h+g=64$ . On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes:

- $2h+g=64$  ..... (1)
- $n \times h = H$  ..... (2)
- $(n-1)g=L$  ..... (3)

**Avec :**

- $n$  : Le nombre de contre marche
- $(n-1)$  : Le nombre de marche

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0$$

**Avec :**

- $n$  : La racine de l'équation
- $$64n^2 - 734n + 340 = 0$$

**Solution :**

$n_1 = 0.48$ .....refusée.

$n_2 = 10.99$

**Donc on prend :**

- le nombre de contre marche .....  $n=11$
- le nombre de marche .....  $n-1=10$

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = 0,137m = 16cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,24m = 24cm$$

**a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 56cm \\ h = 16cm \\ g = 24cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 15,96cm \leq e \leq 23,95cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,0 + 1,4 = \sqrt{2,4^2 + 1,51^2} + 1,30 + 0,65 = 4,79m$$

On prend donc l'épaisseur  $e=17 cm$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

**c. Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{151}{240} = 0,629 \Rightarrow \alpha = 32,17^\circ$$

### III.5.3 Evaluation des charges

**a. Palier**

**Tableau III.5.1** Evaluation des charges de palier

Désignation	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
a. Carrelage	22	0.02	0.44
b. Mortier de pose	22	0.02	0.44

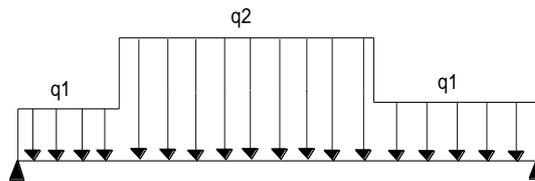
c. Poids propre de palier	17	0.25	4.25
d. Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
			<b>G = 5,37 kN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 2.50 kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Volée (paillasse) :**

**Tableau III.5.2** Evaluation des charges de volée

Désignation		$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
a. Carrelage	Horizontal	22	0.02	0.44
	Vertical	22	0.02	0.44
b. Mortier de pose	Horizontal	22	0.02	0.44
	Vertical	22	0.02	0.44
c. poids des marches		25	0.16/2	2.00
d. Dalle pleine		17	0.25/(cos32,17)	5,02
e. Enduit en plâtre		12	0.02	0.24
				<b>G = 9,02 kN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 2.50 kN/m<sup>2</sup></b>

**Schéma statique :**



**Figure .III.15 :** schéma statique de l'escalier

**III.5.4 Combinaison des charges**

E.L.U

$$q_{ul} = 1,35G_l + 1,5Q_l$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

*Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :*

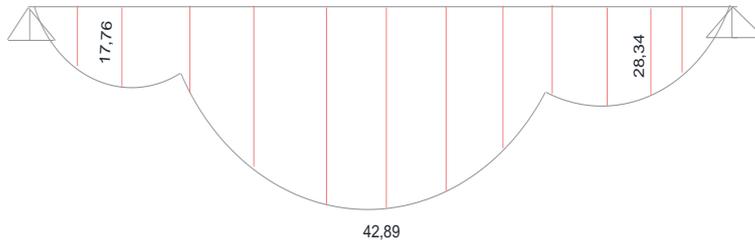
**Tableau .III.5.3 :** Charges à l'ELU et l'ELS.

	$q_1$ (kN/ml)	$q_2$ (kN/ml)
<b>ELU</b>	27,185	12,177
<b>ELS</b>	7,87	11,52

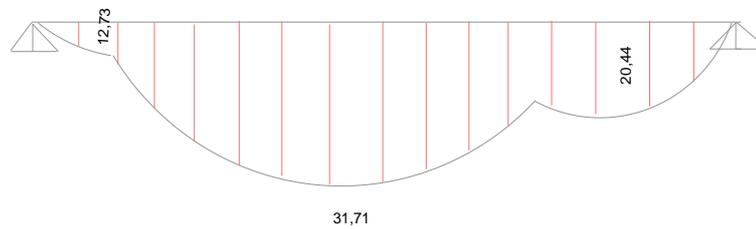
**Diagramme:**

➤ **Moment flechissants:**

**ELU**



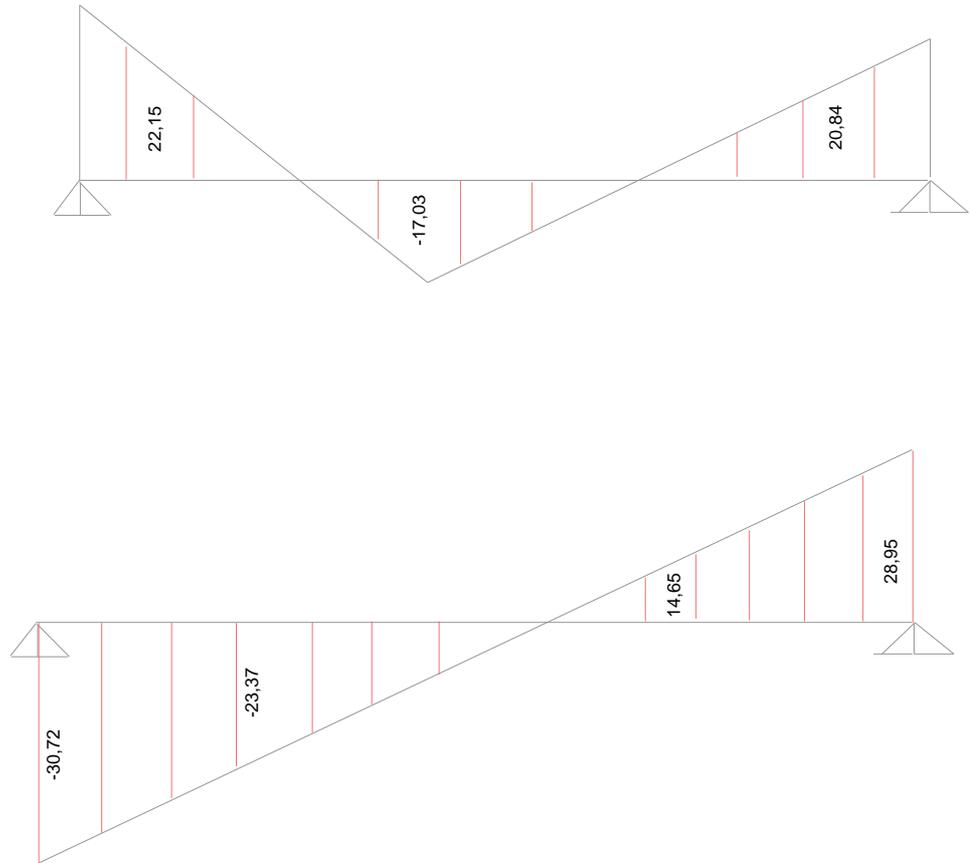
**ELS**



➤ **Efforts tranchants:**

**ELU**

**ELS**



**Figure .III.16 :** diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant

**III.5.5 Calcul des armatures**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )  
Tel que :  $b=100cm$  ;  $h=25cm$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur  
 $f_{c28} = 25MPa$  ;  $f_{bc} = 14,17MPa$  ;  $f_{t28} = 2,10MPa$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d=0,9h=22.50cm$   
 $\sigma_s = 348MPa$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e=400MPa$

**Tableau .III.5.4 :** Ferrailage de l'escalier.

$M_u$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$	<b>Choi</b> <b>x</b>	$A_s^{adp} / ml$

	(kNm)			(cm <sup>2</sup> )			(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	28,34	0,085	oui	0	0,111	14,6206	5,57	6T12	6,79
<b>Travée</b>	42,89	0,128	oui	0	0,1718	14,2485	8,57	6T14	9,24

**Espacement**

➤ En travée  $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67cm$

On prend :  $esp=15cm$

➤ Sur appui  $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67.cm$

On prend :  $esp=15 cm$

**Armatures de répartition**

➤ En travée  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70.cm^2/ml \leq A_r \leq 3.40cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm<sup>2</sup> avec  $S_t=25cm$ .

➤ Sur appui  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.31cm^2/ml \leq A_r \leq 4,62cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3.14cm<sup>2</sup> avec  $S_t=15cm$ .

**III.5.6 Vérifications à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,72cm^2$$

En travée :  $A_s = 6.79cm^2 > A_s^{\min} = 2,72.cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 9,24cm^2 > A_s^{\min} = 2,72cm^2$  .....vérifiée

**b. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{30,72 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,201 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**  
 Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

-Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

-Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30,72 \cdot 10^3 - \frac{42,50 \cdot 10^6}{0,9 \times 153} = -280754,219 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,201 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.5.7 Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**c. 1. Vérification des contraintes du béton**

-Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2,1\text{cm} ; d=22.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau .III.5.5:** Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	25,33	6,74	4,66	14903,5543	7,92	Vérifiée
<b>Appui</b>	31,17	9,24	5,27	18822,0575	5,93	Vérifiée

**c. 2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{435} = 0,039 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 15,3} = 0,0043 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,039 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} \end{cases} \quad L = 4,35 \text{ m} < 7 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = 45651,2106 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 4,88 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 1,95 \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0043 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,4160 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 243,82 \end{cases}$$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$  ;  $E_v = 10818,87 \text{ MPa}$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau .III.5.6:** Vérification de la flèche de l'escalier

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
25,33	6,79	0,0043	243,82	4,88	1,95	0,4160	4565,2106	16572,609	25204,9529
								<u>2</u>	

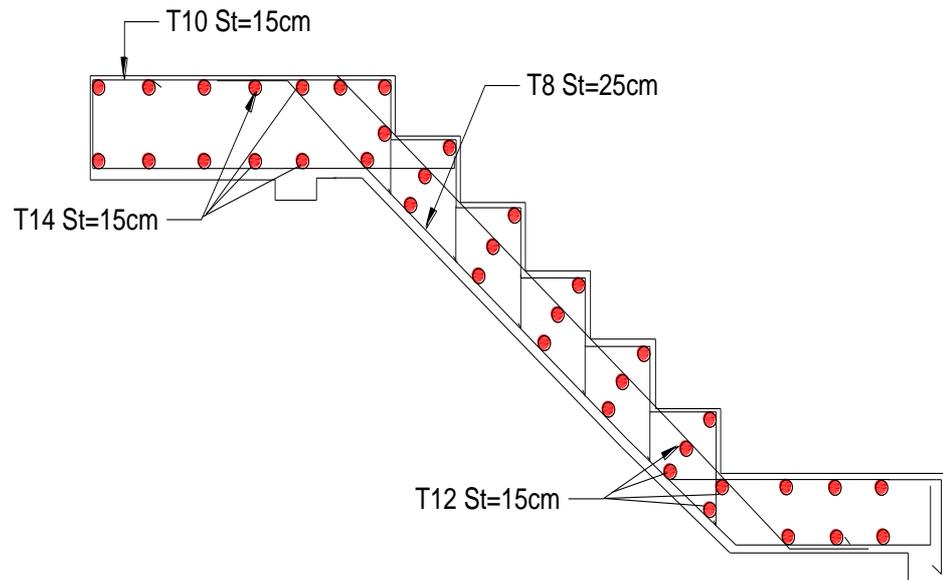
**Donc :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,46\text{cm} \\ f_v = 1,00\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,76 \cdot 10^{-7} \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{435}{250} = 1,79\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,76 \cdot 10^{-7} \text{ cm} < \bar{f} = 1,79\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.17** :schéma de ferrailage de escalier.

**III-6 Calcul de la salle machine:**

**III.6.1 Introduction :**

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble (11 niveaux), la présence d'un ascenseur est nécessaire.

· La surface du cabinet est :  $S = 1,35 \times 1,45 = 1,956\text{m}^2$ . Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

$$L_x = 1,35\text{m. ; } L_y = 1,45\text{m ; } S = 1,956\text{m}^2$$

### III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

#### a. Epaisseur de la dalle :

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{135}{30} = 4.5\text{cm}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$$h_{\min} \geq 12\text{cm. Donc on opte } h_{\min} = 15 \text{ cm .}$$

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur

un rectangle (U×V). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\text{On a: } U = U_0 + 2 \xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \xi e + h_0$$

$$\text{Avec: } h_{\min} = 15\text{cm.}$$

e : revêtement de la dalle (e = 5cm).

$$\xi = 1 \text{ pour le béton.}$$

$$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$$

$$U = 80 + 2 \times 1,5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1,5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$\text{On aura : } U = V = 105\text{cm.}$$

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont respectivement parallèles à  $L_x$  et  $L_y$ .

#### b) Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

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

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1).$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;  $\nu = 0$  à l'ELU.

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{135} = 0,77 ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{145} = 0,72$$

$$M_1 = 0,0673; \quad M_2 = 0,0632; \text{ (abaque de PIGEAUD après l'interpolation)}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 112.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) = 112.5 \times (0.0673 + 0) = 7,57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1) = 112.5 \times (0.0632 + 0) = 7.11 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle plane :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,45} = 0,93 \quad 0,4 < \rho < 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : } \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,8450$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0428 \times 8.0475 \times 1.35^2 = 0,6277 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,8450 \times 0,6277 = 0,503 \text{ KN.m}$$

**d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.57 + 0,6277 = 8,1977 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.11 + 0,503 = 7,6134 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8,1977 = 6,968 \text{ KN.m}$$

$$M_a = - 0.30 \times M_x = - 0.30 \times 8,1977 = - 2,459 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7,6134 = 6,471 \text{ KN.m}$$

$$M_a = - 0.30 \times M_y = - 0.30 \times 7,6134 = - 2,284 \text{ KN.m}$$

**e) Ferrailage de la dalle :****Dans le sens x-x****• En travée :**

$$M_t = 6,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,968 \cdot 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0270 < \mu_R = 0,392 \text{ (organigramme de la flexion simple)}$$

La section est simplement armée  $A_s' = 0$ 

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00270}) = 0,0342$$

$$Z = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0342) = 13,3153 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6,968 \cdot 10^6}{133,153 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.**• Aux appuis :**

$$M_a = 2,459 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,459 \cdot 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0095 < \mu_R = 0,392 \text{ (organigramme de la flexion simple)}$$

La section est simplement armée  $A_s' = 0$ 

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0095}) = 0,0119$$

$$Z = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0119) = 13,4357 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2,459 \cdot 10^6}{134,357 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.**Dans le sens y-y :****• En travée :**

$$M_t = 6,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,471 \cdot 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0251 < \mu_R = 0,392 \text{ (organigramme de la flexion simple)}$$

La section est simplement armée  $A_s' = 0$ 

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00251}) = 0,0317$$

$$Z = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0317) = 13,3288 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6,471 \cdot 10^6}{133,3288 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.

• **Aux appuis :**

$M_a = 2,459 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,284.10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0085 < \mu_R = 0,392$  (organigramme de la flexion simple)

La section est simplement armée  $A_{s'} = 0$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0085}) = 0,0106$

$Z = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0106) = 13,4427 \text{ cm}$

$A_s = \frac{2,459.10^6}{134,427 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$

Soit **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 25 cm.

**III.6.3 Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :**

**Sens x-x :**  $A_{st} = 4 \Phi 8$  ( $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)$  avec  $\rho_0$  : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0 = 0,8\text{‰}$  (HA de classe FeE400)

$A_x = \frac{1}{2} \times 100 \times 15 \times 0,0008 \times (3 - 0,93) = 1,242 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée

**Sens y-y :**  $A_{st} = 4 \Phi 8$  ( $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

$\rho_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq \rho_0$   $A_y = b \times h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0,0008 = 1,2 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 BAEL99) :**

**Sens principal :**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$  Condition vérifiée.

**Sens perpendiculaire :**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$ .....Condition vérifiée.

**c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$P_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

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

U<sub>c</sub> : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{m}$$

$$P_u = 121.5\text{KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 472,5\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**d) Vérification des contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Sens x-x : } T^{\max} = Vu = \frac{P}{2V+U} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,571\text{KN}$$

$$\text{Sens y-y : } T^{\max} = Vu = \frac{P}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,571\text{KN}$$

$$\tau = \frac{Vu}{bd} = \frac{38,571 \cdot 10^3}{1000 \times 132} = 0,2857\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma b} f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33 ; 5) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau = 0,2857\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :**

$$\text{On doit vérifier : } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\phi = 8\text{mm} \leq \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**III.6.4. Vérification à l'ELS :**

**a) Evaluation des moments (M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub>) engendrant par le système du levage :**

Coefficient de poisson  $\nu = 0.2$  à l'ELS

$$q_s = 90\text{KN}$$

**b) Calcul des moments M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub> du système du levage :**

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

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

$$M_{y1} = q_u (i + \nu M_1).$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;  $\nu = 0$  à l'ELU.

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{135} = 0,77 ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{145} = 0,72$$

$$M_1 = 0,0673; \quad M_2 = 0,0632; \text{ (abaque de PIGEAUD après l'interpolation)}$$

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,0673 + 0) = 7,1496 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0,0632 + 0) = 6,8994 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle plane :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,45} = 0,93 \quad 0,4 < \rho < 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :  $\mu_x = 0,0428$  ;  $\mu_y = 0,8450$

Poids propre de la dalle :  $G = 0,15 \times 1 \times 25 + 0,05 \times 1 \times 22 = 4,85 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0428 \times 5,85 \times 1,35^2 = 0,4563 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,8450 \times 0,4563 = 0,3855 \text{ KN.m}$$

**d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,1496 + 0,4563 = 7,6509 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,8994 + 0,3855 = 7,2849 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x :

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7,6509 = 6,968 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,30 \times M_x = -0,30 \times 7,6509 = -2,459 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,2849 = 6,471 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.30 \times M_y = 0.30 \times 7,2849 = 2,284 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

• Contrainte dans le béton :

Sens x-x :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \rightarrow \{\beta_1 = 0,934; K = 60,76\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6,5033 \cdot 10^3}{0,934 \times 2,01 \times 13,5} = 256,600$$

$$\sigma_{bc} = \frac{256,600}{60,76} = 4,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \rightarrow \{\beta_1 = 0,934; K = 60,76\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{2,2955 \cdot 10^3}{0,934 \times 2,01 \times 13,5} = 90,577$$

$$\sigma_{bc} = \frac{90,577}{60,76} = 1,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \rightarrow \{\beta_1 = 0,934; K = 60,76\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6,1922 \cdot 10^3}{0,934 \times 2,01 \times 13,5} = 224,325$$

$$\sigma_{bc} = \frac{224,325}{60,76} = 3,69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \rightarrow \{\beta_1 = 0,934; K = 60,76\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{2,1855 \cdot 10^3}{0,934 \times 2,01 \times 13,5} = 86,233$$

$$\sigma_{bc} = \frac{86,233}{60,76} = 1,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Contrainte dans les aciers :** Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

**d) Etat limite de déformation:** (BAEL91/Art B.6.5.1)

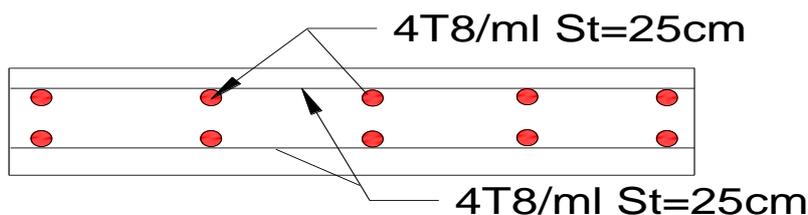
Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{135} = 0,1 < 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 0,0014 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,1 \geq \frac{6,5033}{10 \times 21,8358} = 0,029 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{(5,85 + 90) \times 1,35^2}{8} = 21,8358 \text{ KN.m}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.18** Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine dans les deux sens.



### CHAPITRE IV : Etude Dynamique

#### IV.1 Introduction :

Le nord de l'Algérie est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques.

Ces dernières peuvent engendrer d'importants dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre à la structure de pouvoir résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

#### IV.2.Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle sera introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### IV.3.Modélisation :

##### IV.3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

##### IV.3.2. Caractéristiques dynamique propre

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position D'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues «  $A_i$  ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «Equation caractéristique».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre

$$\{A\}_i \text{ ou forme modale (modale Shape).}$$

### IV.3.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS V13**.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

### a). Présentation de logiciel de calcul ETABS V13:

**ETABS V13** est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures en se basant sur la méthode des éléments finis. Par ailleurs, il est particulièrement adapté aux bâtiments.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.

La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une détermination de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation est décomposée en 7 étapes principales suivantes :

**La première étape :** consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.

**La deuxième étape :** introduction des données de section pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

**La troisième étape :** consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

**Dans la quatrième étape :** on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

**La cinquième étape :** c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

**La sixième étape :** consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

**La septième et la dernière étape :** c'est visualiser et interpréter les résultats de l'analyse.

### b). Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- 1- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- 2- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- 3- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

### c) Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA/ version 2003 (dans notre cas  $\beta=0.2$ , **bâtiment à usage d'Habitation**) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisés est prise égale à celle du béton armé à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ..... ) a été répartie sur les poutres concernées

### IV.4. Etude sismique :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

#### IV.4.1. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

La méthode statique équivalente.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car une hauteur supérieur à 7 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### IV.4.1.1 La méthode modale spectrale

#### Principe :

Dans cette méthode on recherche 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. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

#### Analyse spectrale :

#### Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

### IV.4.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

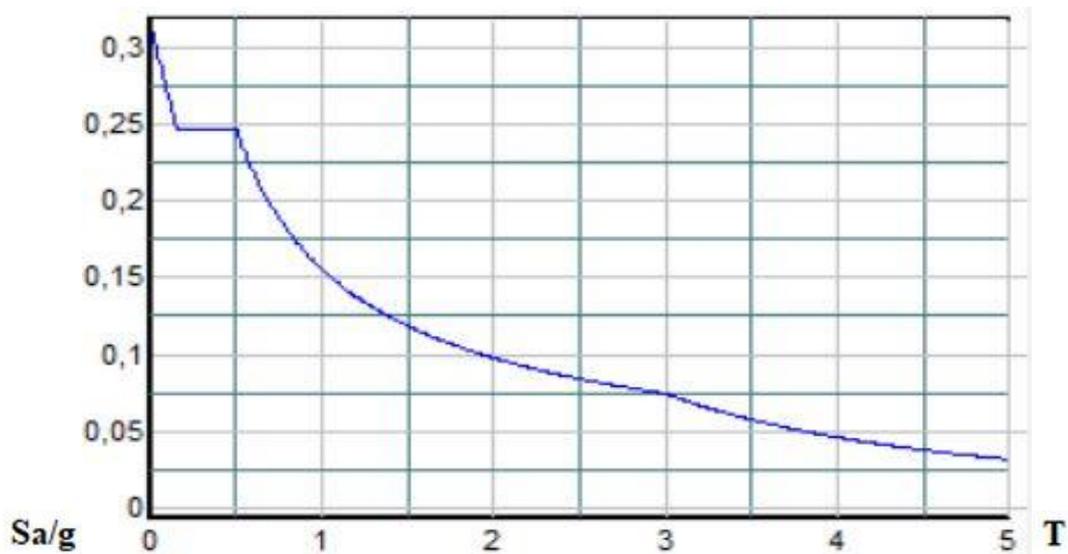


Figure V.1 : Spectre de réponse

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

### Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\text{Soit : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W = poids cumule de la structure

A=0,25 ;(Groupe 2, Zone III- tableau 4.1RPA99/version2003).

R=5 ;(mixte portiques/voiles avec interactions – tableau 4.3 RPA99/version2003).

T1= 0,15 sec (S3 – tableau 4.7 RPA99/version2003).

T2=0,50 sec (S3 – tableau 4.7 RPA99/version2003).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 modifié en 2003** ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots \text{pour} \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots \text{pour} \dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3s}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3s}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots \text{pour} \dots T \geq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

Catégorie S<sub>3</sub> → site meuble T<sub>2</sub> = 0.50 sec.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

**Remarque** : comme nous utilisons la méthode modale spectrale nous avons pas estimer la période empirique ( T<sub>RPA</sub>), donc nous avons calculé le facteur d'amplification dynamique avec la période fondamentale donnée par le logiciel ETABS (T<sub>etabs</sub>) pour chaque modelé.

**IV.4.3. Facteur d'amplification dynamique D**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99 il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale T de la structure.

T<sub>etabs</sub> = 1,83s

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_{etabs}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left( \frac{0.50}{1.83} \right) = 0,926 \\ Dy = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_{etabs}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left( \frac{0.50}{1.391} \right) = 0,926 \end{cases}$$

**Vérification des critères de qualité:**

**Sens longitudinal :**

**1)- Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- Système de portiques: chaque file porteuse doit comporter à tous les niveaux, au moins (03)travées dont le rapport des portées successives ne dépasse pas 1.50.

$$\frac{3,60}{3,20} = 1,125 < 1,50 \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Système voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau dont le rapport  $\frac{he}{L} \leq 0,67$  ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport  $\frac{he}{L} \leq 1,00$

$$\frac{4,08}{5} = 0,82 \leq 1,00$$

$$\frac{3,20}{4} = 0,80 \leq 1,00$$

condition vérifiée.

### 2)- Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portique et/ou de voiles dans la directions des forces latérales appliquées.

- Les files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre les valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1,50.

$$\frac{4}{2,35} = 1,7 > 1,50$$

condition non vérifiée.

### 3)- Régularité en plan :

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction (cf figure 3.2).

$$\frac{3,50}{12,55} = 0,28 > 0,25$$

D'après le RPA99/version2003 la structure est classé irrégulière en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait donc la condition est non vérifiée car le critère **a3** n'est pas vérifiée.

### 4)- Régularité en élévation :

-La continuité du système de contreventement : le Système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmettra pas directement à la fondation.

Dans bâtiment est contreventé par des voiles continue de bas vers le haut. Condition vérifiée.

-Vérification de masses et rigidités : aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la masse au sommet du bâtiment.

Notre structure présente des niveaux presque identique.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment

entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale

du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Dans notre structure il n'y pas de décrochement en élévation.

Les trois (03) conditions sont vérifiées , donc notre bâtiment est régulier en élévation.

### 5)- Contrôle de la qualité des matériaux :

Il y a pas d'essais sur le matériaux. Condition non vérifiée.

### 6)- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il y a pas le contrôle de qualité de l'exécution. Condition non vérifiée.

### Conclusion :

**Tableau V.1** : Valeurs des pénalités à retenir dans le Sens longitudinal

critères	Observé (Oui ou Non	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

$$Q : \text{Facteur de qualité } ( Q = 1 + \sum_1^6 P_q ) \quad Q_x=1,25$$

**Sens transversal :**

**Tableau V.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le Sens longitudinal**

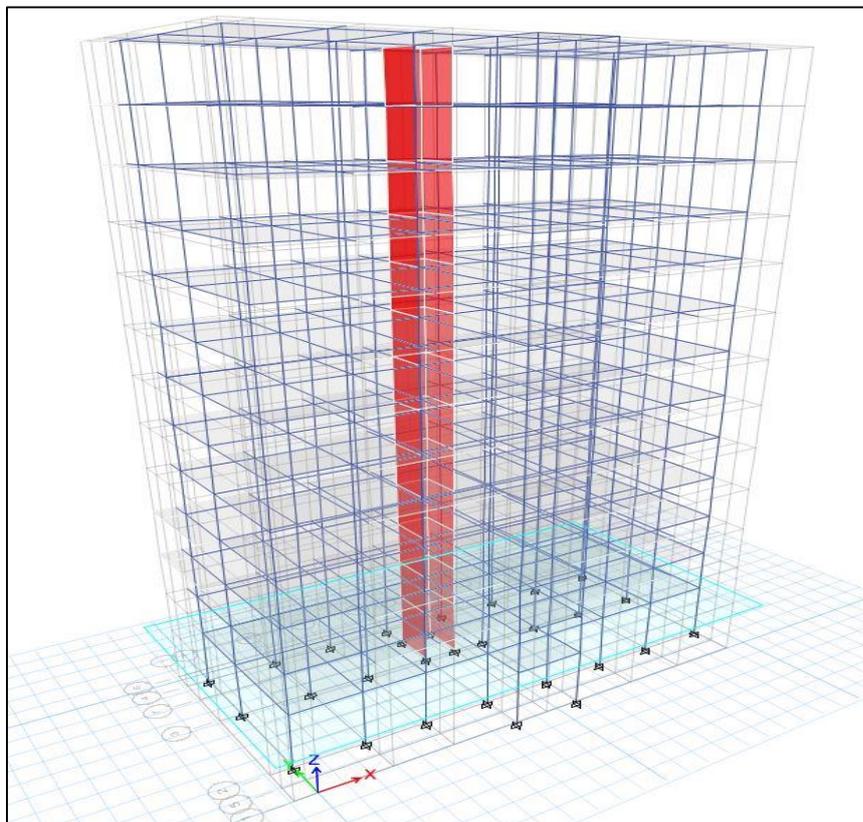
critères	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

$Q$  : Facteur de qualité ( $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ )  $Q_y=1,25$

**IV.4.4.Characteristiques dynamique propres:**

**IV.4.4.1 : Résultats de l'analyse dynamique :**

**Modelé initial :**



## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Figure IV.2 : vue en trois de la structure avec voiles de contreventement

### IV.4.4.2: Les résultats à partir du fichier sortie de l'ETABS :

Tableau IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial :

Mode	Période	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masses cumulées UZ
1	1,83	0,2616	0,0174	0	0,2616	0,0174	0
2	1,687	0,0008	0,6862	0	0,2624	0,7037	0
3	1,565	0,48	0,0045	0	0,7423	0,7082	0
4	0,659	0,0345	0,0012	0	0,7768	0,7093	0
5	0,497	0,0544	0,0835	0	0,8312	0,7929	0
6	0,485	0,0527	0,0724	0	0,8839	0,8653	0
7	0,387	0,0115	0,0005	0	0,8955	0,8658	0
8	0,265	0,0034	0,0002	0	0,8988	0,866	0
9	0,244	0,0395	0,0078	0	0,9383	0,8737	0
10	0,226	0,0053	0,0519	0	0,9436	0,9256	0

#### Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

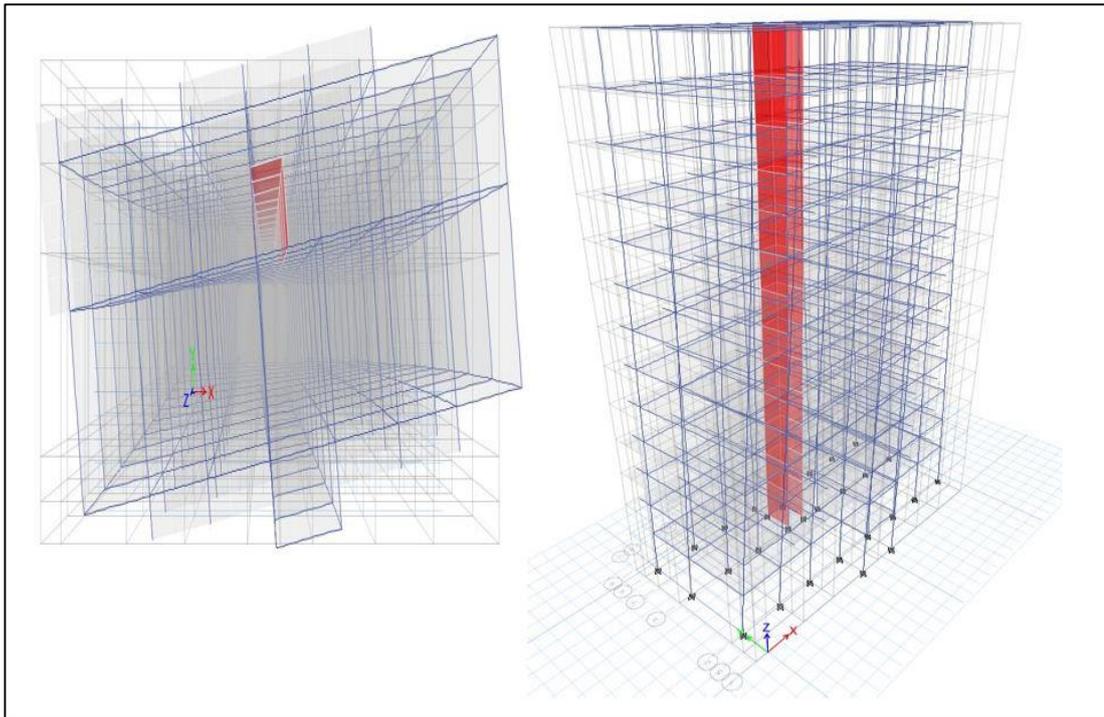
Une période fondamentale :  $T=1.83s$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode pour X-X et 10<sup>ème</sup> pour Y-Y.

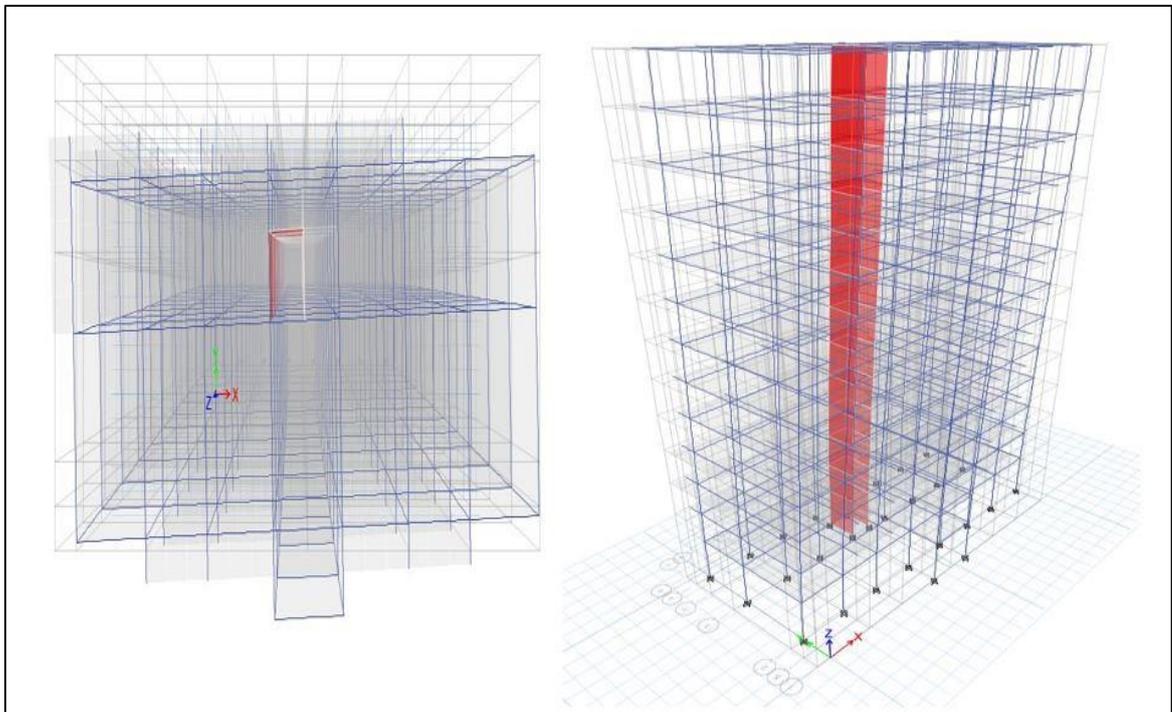
Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de torsion.

Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

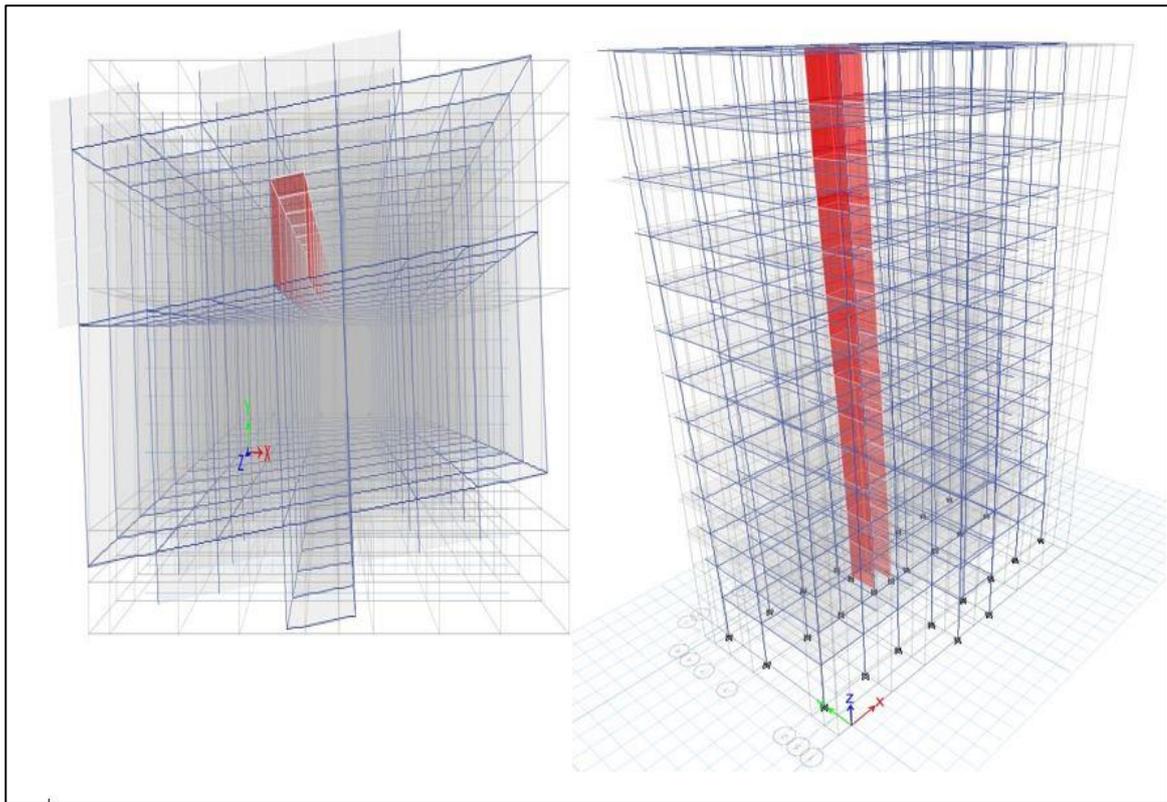
Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.



**Figure IV.3 :** Le 1<sup>er</sup> mode : torsion.



**Figure IV.4** Le 2<sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à Y-Y.



**Figure IV. 5** Le 3<sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X.

### 2. Justification du choix du coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement  $R$  qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des **RPA 99 v2003**.

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

### *Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :*

L'effort normal à la base repris par les portiques  $P_{port}=3268,1005KN$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles}=1632,3874$ .

$$P_{voiles} / [ P_{port} + P_{voiles} ] = 33,31\% > 20\%.$$

$$P_{port} / [ P_{port} + P_{voiles} ] = 66,68\% > 25\%.$$

### *2Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :*

**Tableau IV.4:** Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Niveaux	Charge reprise(KN)				Pourcentage reprise(%)				Condition	Observation
	portique		voile		portique		voile			
	x	y	x	y	x	y	x	y		
12 <sup>ème</sup>	444,012	533,41	198,93	242,69	69,05	68,7	30,9	31,2	>25	vérifiée
	6	02	52	90		3	4	7		
11 <sup>ème</sup>	457,323	504,39	159,91	247,04	74,09	75,9	25,9	24,0	>25	vérifiée
	7	94	23	76		3	1	7		
10 <sup>ème</sup>	524,326	552,77	268,85	357,41	66,10	60,7	33,9	39,2	>25	vérifiée
	4	68	27	03		3	0	7		
9 <sup>ème</sup>	595,404	609,56	290,00	422,93	67,25	59,0	32,7	40,9	>25	vérifiée
	3	11	99	40		4	5	4		
8 <sup>ème</sup>	807,309	853,54	196,09	304,18	80,46	73,7	19,5	26,2	>25	vérifiée
	6	45	63	80		2	4	8		
7 <sup>ème</sup>	866,698	836,40	240,31	423,30	78,29	66,4	21,7	33,6	>25	vérifiée
	2	68	57	15		0	1	0		

### CHAPITRE IV : Etude Dynamique

<b>6<sup>ème</sup></b>	861,911 0	800,24 44	349,32 76	567,23 02	71,16	58,5 2	28,8 4	41,4 8	>25	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	1047,71 76	1081,4 986	265,67 60	403,46 07	72,20	72,8 3	27,8 0	27,1 7	>25	<b>vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	969,854 2	936,13 01	433,15 64	650,22 58	69,13	59,0 1	30,8 7	40,9 9	>25	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	1125,16 27	1133,9 679	373,99 94	574,23 86	75,05	66,3 8	24,9 5	33,6 2	>25	<b>vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	1016,12 18	955,08 93	569,25 89	842,72 47	64,09	53,1 3	35,9 1	46,8 7	>25	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup></b>	972,535 6	869,74 73	648,90 08	989,79 35	59,97	46,7 7	40,0 3	53,2 3	>25	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	632,134 6	388,79 84	1069,7 369	1490,4 517	37,14	20,6 8	62,8 6	79,3 2	>25	<b>Non vérifiée</b>

#### Conclusion :

Etant donné que :

-les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, moins de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) n'est pas justifié.

#### 2. Résultante des forces sismiques de calcul :

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue dans les effet sous la charge sismique uniquement.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

L'une des 1ères vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « Vdynamique » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « Vstatique » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V_{sta}}{V_{dyn}}$ .

### 3. Résultantes des forces sismiques par la méthode statique équivalente:

D'après le fichier des résultats de **ETABS V13** on a :

$$W = 32016,0554 \text{KN} \rightarrow V^x = 1202,60 \text{KN} \rightarrow 0,8V^x = 962,08 \text{KN}$$

$$V^y = 1202,60 \text{KN} \rightarrow 0,8V^y = 962,08 \text{KN}$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau IV.5** : Vérification de la résultante de forces sismique

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	1630,24	962,08	vérifiée
Sens y-y	1877,60	962,08	vérifiée

### 4. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisée par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page 40 des **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Avec 
$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ )

Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il

Faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

**Tableau IV.6.** Vérification de déplacement inter-étages

Niveaux	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
12 <sup>ème</sup>	70,30	85,30	351,50	426,50	17,50	33,50	32,00	Non vérifiée
11 <sup>ème</sup>	66,80	78,60	334,00	393,00	19,00	34,50	32,00	Non vérifiée
10 <sup>ème</sup>	63,00	71,70	315,00	358,50	24,00	39,50	32,00	Non vérifiée
9 <sup>ème</sup>	58,20	63,80	291,00	319,00	26,00	35,50	32,00	Non vérifiée
8 <sup>ème</sup>	53,00	56,70	265,00	283,50	28,00	38,00	32,00	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup>	47,50	49,10	237,50	245,50	30,00	39,00	32,00	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup>	41,50	41,30	207,50	206,50	32,00	38,00	32,00	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup>	35,00	33,60	175,00	168,00	35,00	38,00	32,00	Non vérifiée
4 <sup>ème</sup>	28,80	26,10	140,00	130,50	27,50	34,50	32,00	Non vérifiée
3 <sup>ème</sup>	22,50	19,20	112,50	96,00	30,00	32,50	32,00	Non vérifiée
2 <sup>ème</sup>	16,50	12,70	82,50	63,50	30,00	29,00	32,00	vérifiée
1 <sup>ème</sup>	10,50	6,90	52,50	34,50	27,50	21,00	30,60	vérifiée
RDC	5,00	2,70	25,00	13,50	25,00	13,50	40,80	vérifiée

**Conclusion :**

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Il est important d'introduire des voiles pour justifier la rigidité de la structure et pour éviter la torsion dans le 1<sup>er</sup> mode.

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.

Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.

Participation massique elle doit dépasser les 90 dans les deux sens.

Des déplacements inter-étages ils doivent être  $\leq 0.01h_e$ .

Effort tranchant à la base.

### IV.4.4.3. Modèle 1 :

Comme la vérification de déplacement inter étage et le comportement du R du modèle initial ne sont pas vérifiées, pour le modèle 1 nous avons introduit des voiles pour rigidifier la structure et éviter le mode de torsion dans le 1<sup>er</sup> mode.

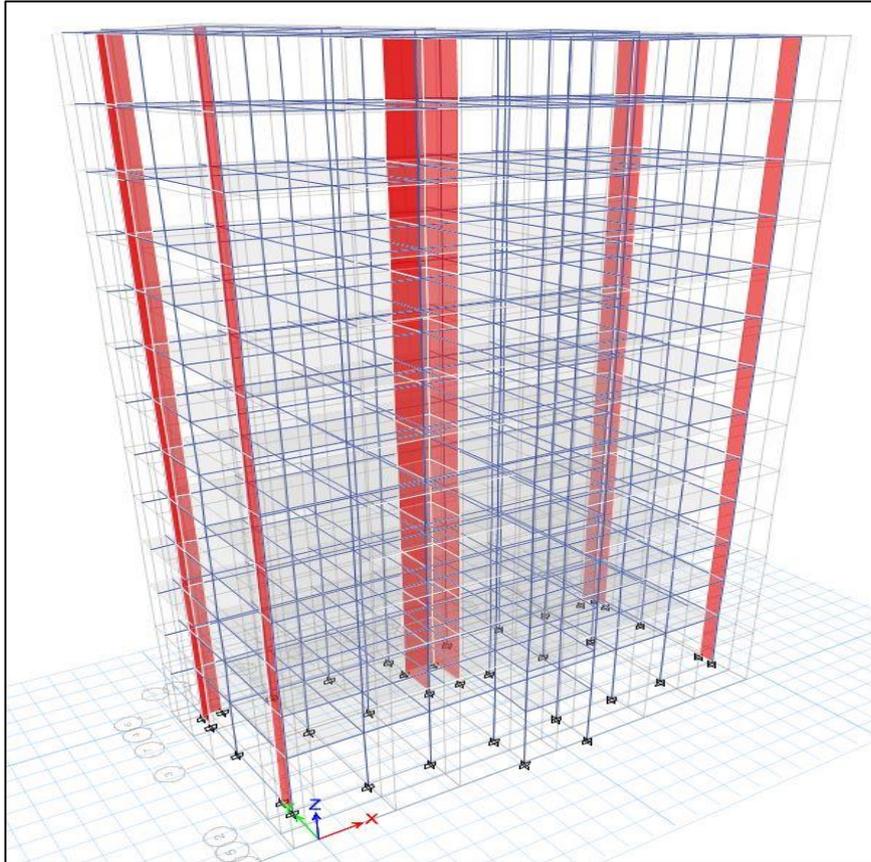


Figure IV.6 :vue en trois dimensions du modelé 1

**1. Période et participation massique du modèle 1 :**

Tableau. IV.7: Période et facteurs de participation massique du modèle 1 :

Facteurs et participation massique							
Mode	Période	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masses cumulées UZ
1	1,66	0,5594	0,0209	0	0,5594	0,0209	0
2	1,569	0,0153	0,6909	0	0,5748	0,7118	0
3	1,375	0,166	0,0003	0	0,7408	0,7121	0
4	0,559	0,0867	0,0007	0	0,8274	0,7128	0
5	0,46	0,0038	0,1462	0	0,8313	0,8589	0
6	0,426	0,049	0,0058	0	0,8803	0,8648	0
7	0,304	0,0286	0,0003	0	0,9088	0,865	0

<b>8</b>	0,218	0,008	0,0437	0	0,9169	0,9088	0
----------	-------	-------	--------	---	--------	--------	---

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

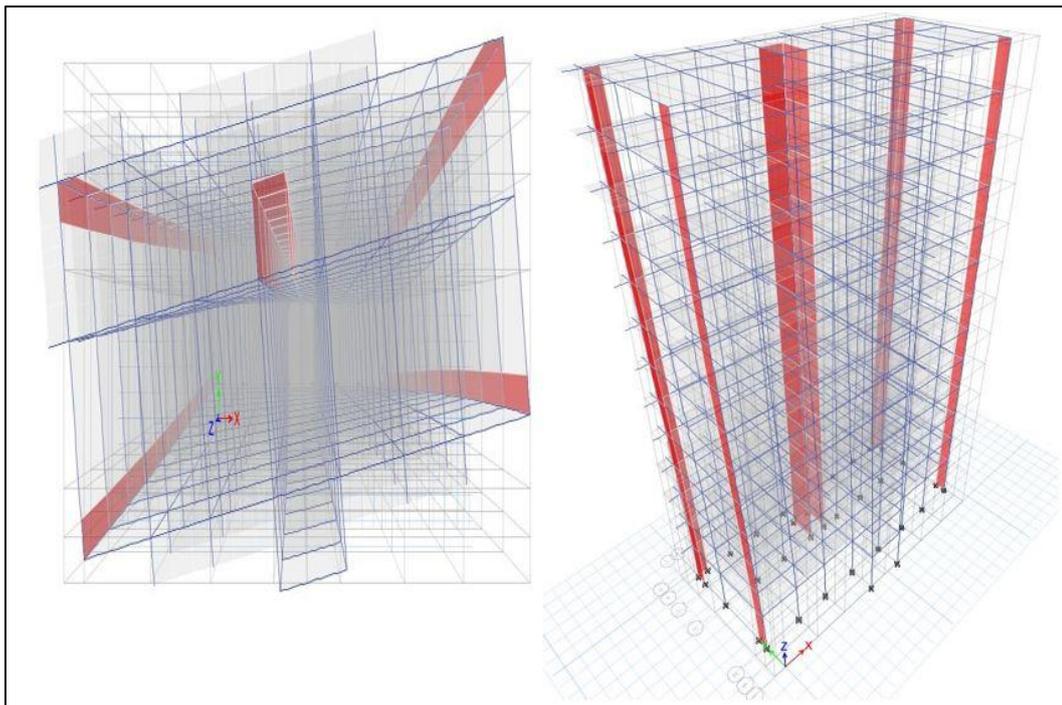
Une période fondamentale :  $T=1.683s$ . elle est supérieure la limite imposée par le **(RPA99 version 2003)**.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode pour X-X et 8<sup>ème</sup> mode pour Y-Y.

Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X

Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.



**Figure IV. 6** Le 1<sup>er</sup> mode : translation parallèlement à X-X

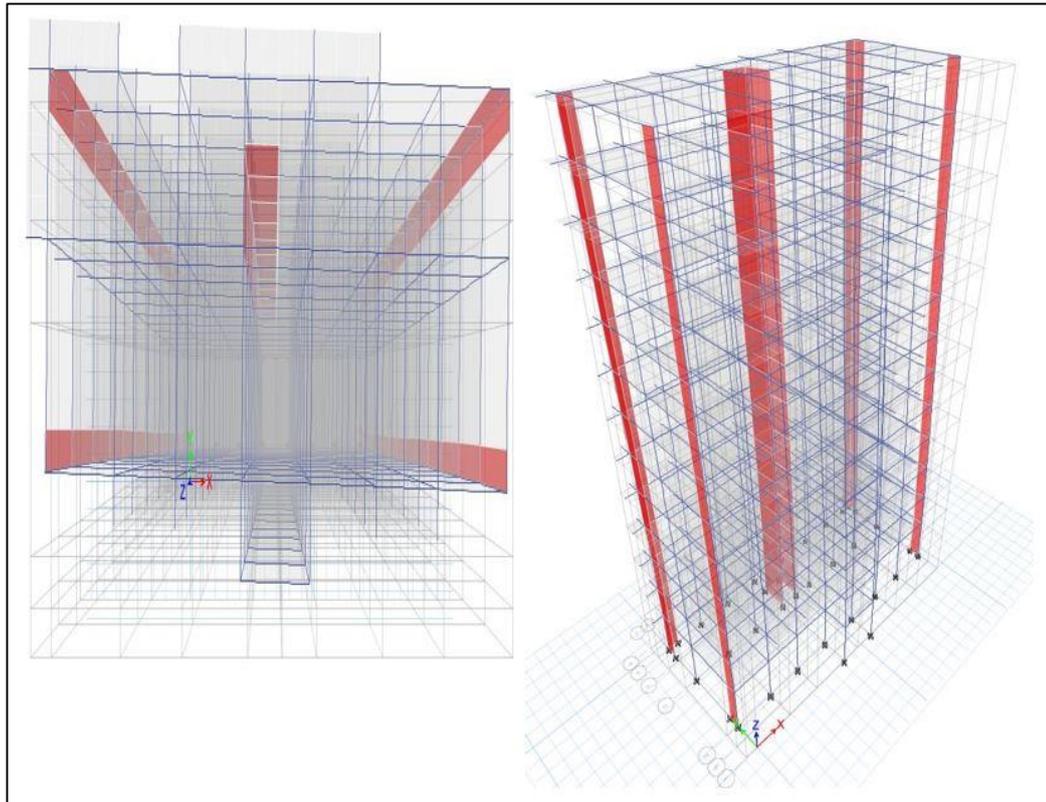


Figure IV. 7 Le 2<sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X

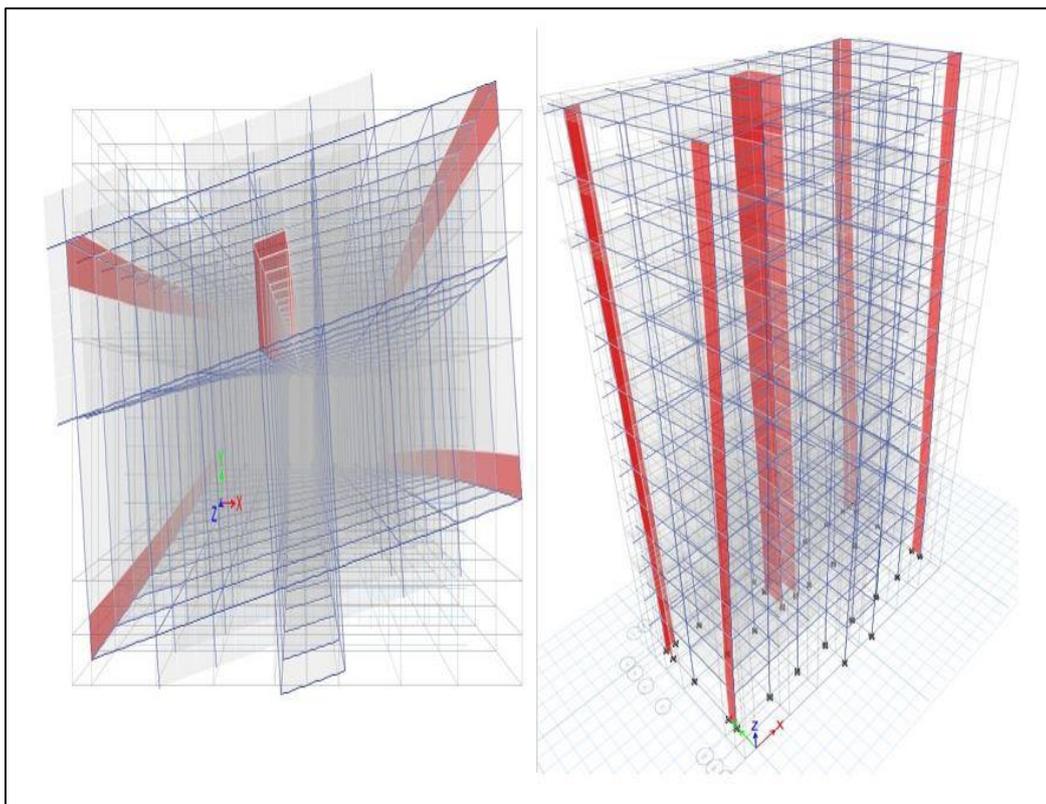


Figure IV. 8 : Le 3<sup>ème</sup> mode : de torsion.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

### 2. Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

***Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :***

L'effort normal à la base repris par les portiques  $P_{port}=6304,9173\text{KN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles}=1065,0109\text{KN}$ .

$$P_{voiles} / [P_{port} + P_{voiles}] = 14,45\% < 20\%.$$

$$P_{port} / [P_{port} + P_{voiles}] = 85,55\% > 25\%.$$

***Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :***

**Tableau IV.8:** Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Niveau	Charge reprise(KN)				Pourcentage reprise(%)				Condition	Observation
	portique		voile		portique		voile			
	x	y	x	y	x	y	x	y		
12 <sup>ème</sup>	664,2619	741,5619	179,5619	205,2309	77,08	78,32	22,92	21,68	>25	vérifiée
11 <sup>ème</sup>	942,4249	876,9707	115,2573	336,2134	89,10	72,29	10,90	27,71	>25	vérifiée

### CHAPITRE IV : Etude Dynamique

<b>10<sup>ème</sup></b>	1290,3015	1143,8 219	204,14 86	529,49 95	86,33	68,3 6	13,6 7	31,6 4	>25	<b>vérifiée</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	1606,2755	1407,6 972	274,72 55	660,80 22	85,39	68,0 5	14,6 1	31,9 5	>25	<b>vérifiée</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	1923,8102	1679,3 754	317,34 20	749,14 41	85,84	69,1 5	14,1 6	30,8 5	>25	<b>vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	2191,9706	1861,6 669	374,56 48	885,18 92	85,41	71,3 0	14,5 9	28,7 0	>25	<b>vérifiée</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	2380,6001	1974,5 949	478,52 00	1056,7 193	83,26	65,1 4	16,7 4	34,8 6	>25	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	2666,4880	2279,5 997	459,41 72	1012,8 952	85,30	69,2 4	14,7 0	30,7 6	>25	<b>vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	2762,1862	2289,0 737	595,90 36	1237,7 492	82,25	64,9 0	17,7 5	35,1 0	>25	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	2974,0472	2506,7 751	584,92 82	1221,8 856	83,56	67,2 3	16,4 4	32,7 7	>25	<b>vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	2971,7646	2417,0 216	748,64 36	1475,6 608	79,87	62,0 9	20,1 3	37,9 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup></b>	3071,8867	2459,5 593	757,83 65	1546,7 809	80,21	61,3 9	19,7 9	38,6 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2848,5695	2097,7 228	1027,3 044	1963,5 640	73,49	51,6 5	26,5 1	48,3 5	>25	<b>vérifiée</b>

#### **Conclusion :**

Etant donné que :

-les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

-les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=5$ ) est justifié.

### 3. Résultantes des forces sismiques par la méthode statique équivalente:

#### Facteur d'amplification dynamique :

On a :

$$h_N = 42.14\text{m}$$

$$T_{\text{etabs}} = 1,66$$

$$\text{Calcul de } D : \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{1,66}\right) = 0,988 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{1,66}\right) = 0,988 \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de **ETABS V13** on a :

$$W = 32873,23\text{KN} \rightarrow V^x = 2029,92\text{KN} \rightarrow 0,8V^x = 1623,94\text{KN}$$

$$V^y = 2029,92\text{KN} \rightarrow 0,8V^y = 1623,94\text{KN}$$

Il faut que  $V_{\text{dynamique}} \geq 0,8V_{\text{statique}}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau IV.9 :** Vérification de la résultante de forces sismique

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	1709,03	1623,94	vérifiée
Sens y-y	2028,94	1623,94	vérifiée

#### 4. Vérification des déplacements inter étage :

**Tableau IV.10.** Vérification de déplacement inter-étages

### CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Niveaux	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
12 <sup>ème</sup>	80,52	72,90	402,60	364,50	18,90	27,00	32,00	Non vérifiée
11 <sup>ème</sup>	76,74	67,50	383,70	337,50	22,95	29,50	32,00	Non vérifiée
10 <sup>ème</sup>	72,15	61,60	360,75	308,00	27,55	30,50	32,00	Non vérifiée
9 <sup>ème</sup>	66,64	55,50	333,20	277,50	29,00	29,50	32,00	Non vérifiée
8 <sup>ème</sup>	60,84	49,60	304,20	248,00	32,95	33,00	32,00	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup>	54,25	43,00	271,25	215,00	35,40	34,00	32,00	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup>	47,17	36,20	235,85	181,00	37,35	35,40	32,00	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup>	39,70	29,50	198,50	147,50	37,50	33,00	32,00	Non vérifiée
4 <sup>ème</sup>	32,20	22,90	161,00	114,50	37,85	31,00	32,00	Non vérifiée
3 <sup>ème</sup>	24,63	16,70	123,15	83,50	36,55	28,50	32,00	Non vérifiée
2 <sup>ème</sup>	17,32	11,00	86,60	55,00	35,15	24,70	32,00	Non vérifiée
	10,29	6,06	51,45	30,30	30,20	18,90	30,60	Non vérifiée
RDC	4,25	2,28	21,25	11,40	21,25	11,40	40,80	Non vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont supérieures à la limite imposée par le (RPA99 version 2003).

#### Conclusion :

Alors il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en augmentant la section du poteau et poutre ou bien changer la disposition des voiles.

Dans notre cas nous avons augmenté la section du poteau et poutre.

#### IV.4.4.4.MODÈLE FINAL :

Pour que toutes les vérifications et exigences du RPA99 version 2003 soient vérifiées nous avons augmenté la section des poteaux et poutres pour le modèle final.

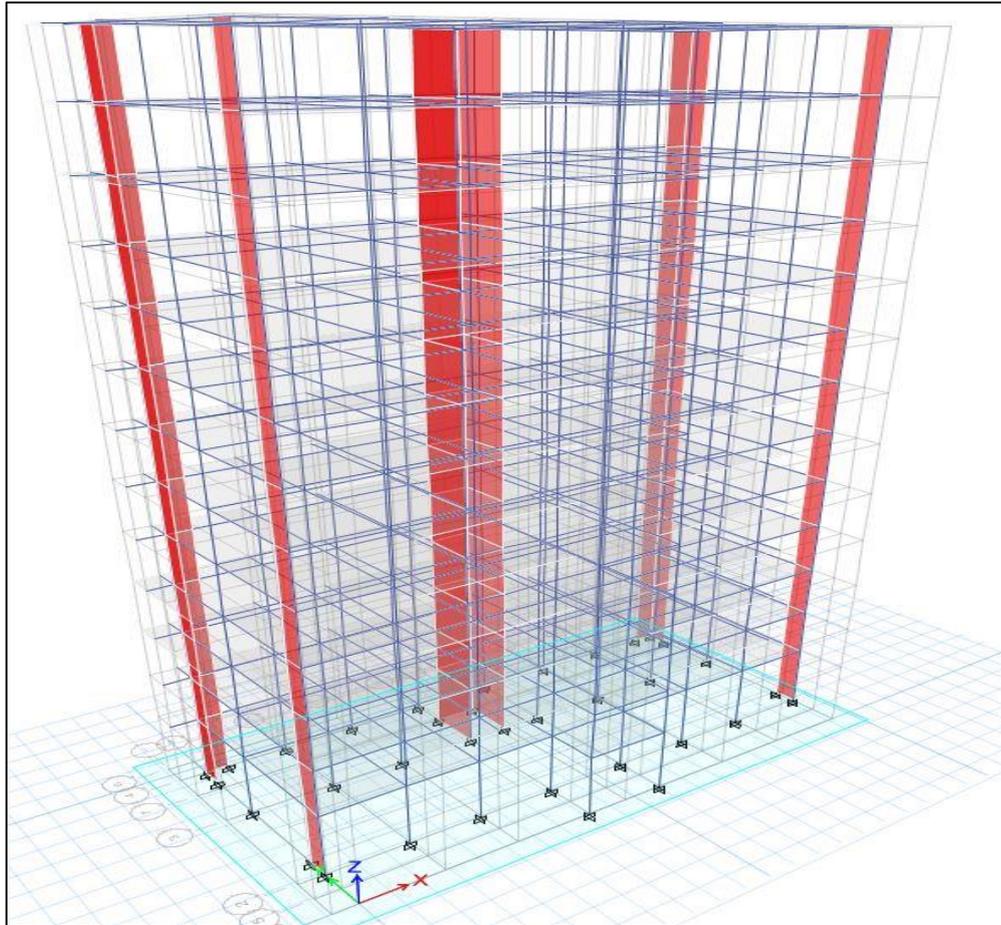


Figure IV.9 :vue en trois dimensions du modelé final

**1.Période et participation massique du modèle final**

Tableau IV.11 : Période et facteurs de participation massique du modèle final:

Mode	Période	Facteurs de participation massique					
		Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masses cumulées UZ
1	0,951	0,0726	0,6608	0	0,0726	0,6608	0
2	0,929	0,5649	0,0776	0	0,6375	0,7384	0
3	0,814	0,1365	0,0009	0	0,774	0,7393	0
4	0,305	0,087	0,0025	0	0,861	0,7418	0
5	0,289	0,0021	0,1367	0	0,8631	0,8786	0
6	0,264	0,0271	0,0002	0	0,8901	0,8788	0
7	0,17	0,0317	0,0003	0	0,9218	0,8791	0

8	0,149	0,0018	0,0458	0	0,9235	0,9249	0
---	-------	--------	--------	---	--------	--------	---

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

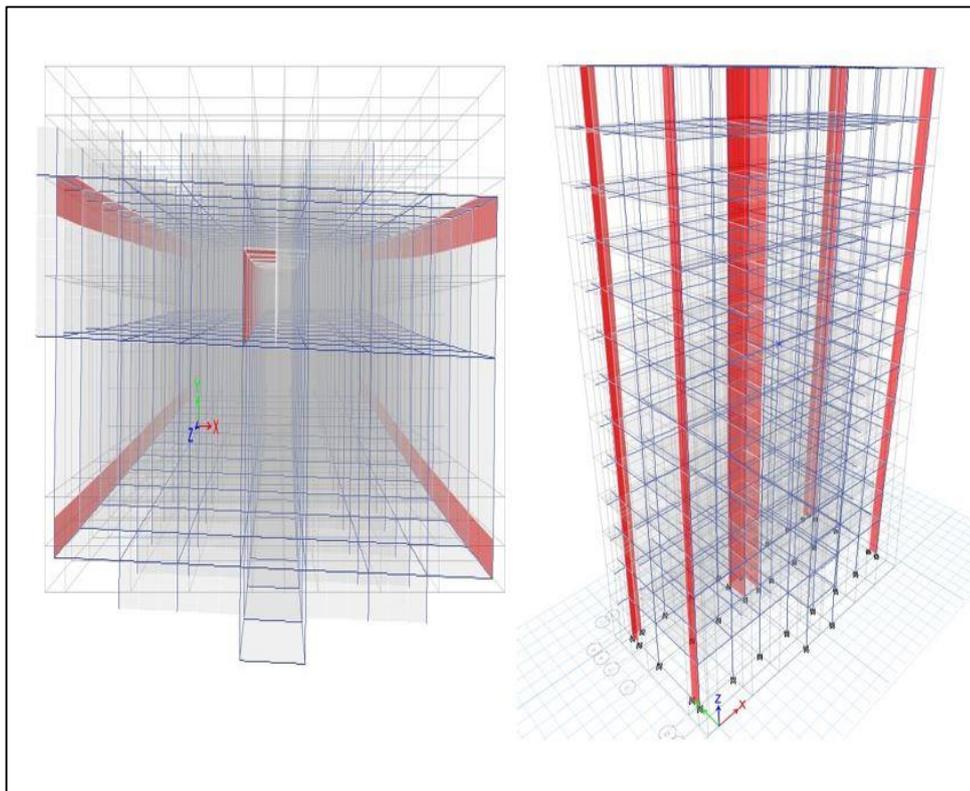
Une période fondamentale :  $T= 0,951s$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode pour X-X et 8<sup>ème</sup> mode pour Y-Y.

Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X

Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.



**Figure IV.10 :** Le 1<sup>er</sup> mode : translation parallèlement à Y-Y

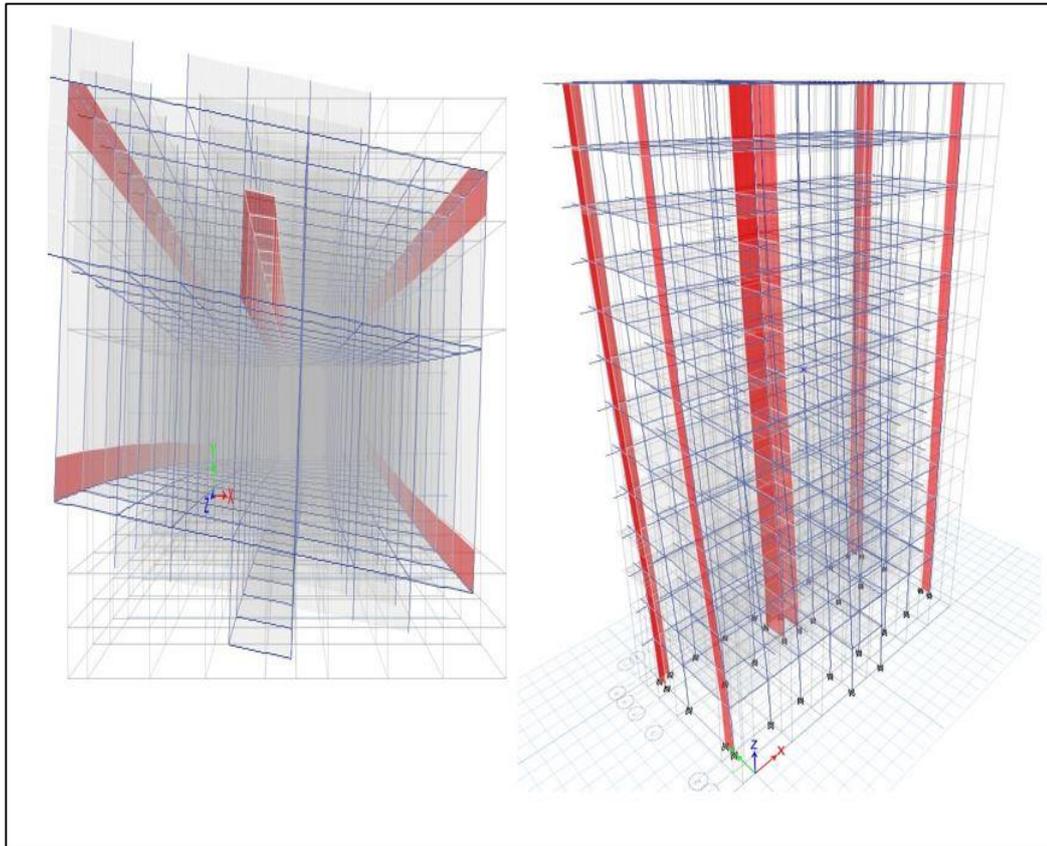
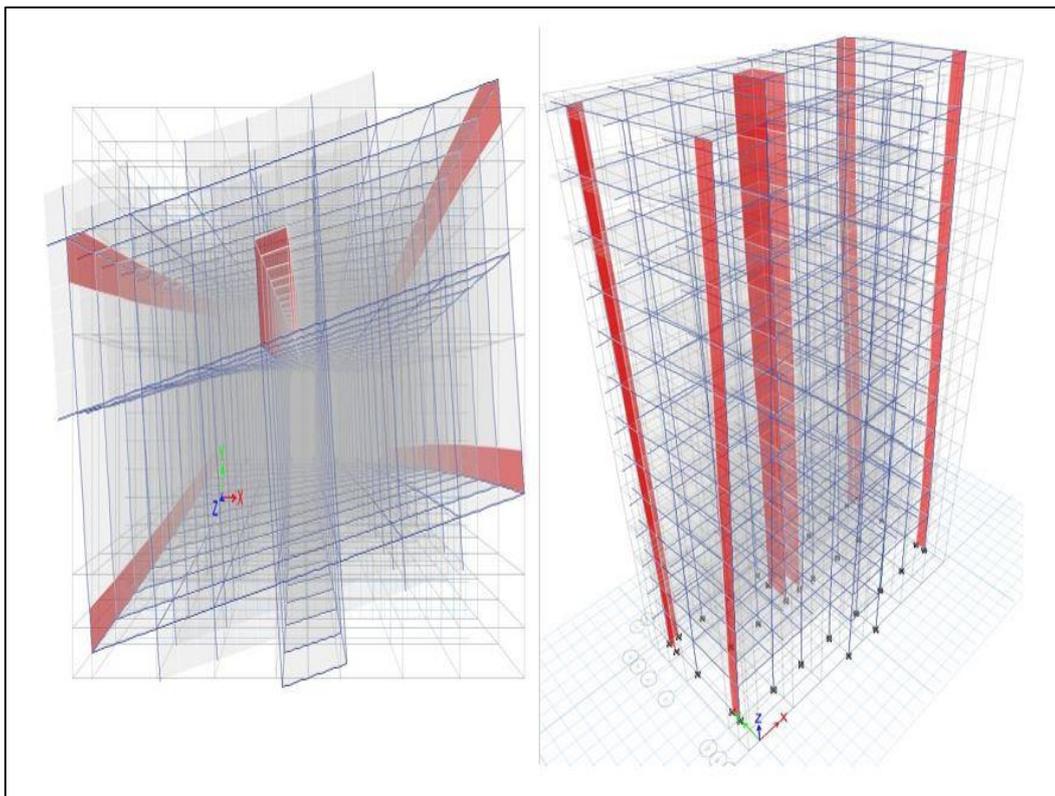


Figure IV. 11 : Le 2<sup>ème</sup> mode : translation parallèlement à X-X



**Figure IV. 12 :** Le 3<sup>ème</sup> mode : de torsion.

**2. Justification du choix du coefficient de comportement**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

***Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :***

L'effort normal à la base repris par les portiques  $P_{port}=44706,2318kN$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles}=5725,2073kN$ .

$P_{voiles} / [ P_{port} + P_{voiles} ] = 11,35 < 20\%$ .

$P_{port} / [ P_{port} + P_{voiles} ] = 88,86\% > 25\%$ .

***Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les portiques :***

**Tableau IV.12:** Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Niveau	Charge reprise(KN)				Pourcentage reprise(%)				Condition	Observation
	portique		voile		portique		voile			
	x	y	x	y	x	y	x	y		
12 <sup>ème</sup>	664,2619	741,56	179,56	205,23	78,72	78,3	21,2	21,6	>25	vérifiée
		19	19	09		2	8	8		

### CHAPITRE IV : Etude Dynamique

<b>11<sup>ème</sup></b>	942,4249	876,97 07	115,25 73	336,21 34	89,10	72,2 9	10,9 0	27,7 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>10<sup>ème</sup></b>	1290,3015	1143,8 219	204,14 86	529,49 95	86,34	68,3 6	13,6 6	31,6 4	>25	<b>vérifiée</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	1606,2755	1407,6 972	274,72 55	660,80 22	85,39	65,4 9	14,7 6	34,5 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	1923,8102	1679,3 754	317,34 20	749,14 41	85,84	69,1 5	14,1 6	30,8 5	>25	<b>vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	2191,9706	1861,6 669	374,56 48	885,18 92	85,41	67,7 7	14,5 9	32,2 3	>25	<b>vérifiée</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	2380,6001	1974,5 949	478,52 00	1056,7 193	83,26	65,1 4	16,7 4	34,8 6	>25	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	2666,4880	2279,5 997	459,41 72	1012,8 952	85,30	69,2 3	14,7 4	30,7 7	>25	<b>vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	2762,1862	2289,0 737	595,90 36	1237,7 492	69,05	69,6 0	30,9 5	30,4 0	>25	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	2974,0472	2506,7 751	584,92 82	1221,8 856	83,56	67,2 2	16,4 4	32,7 8	>25	<b>vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	2971,7646	2417,0 216	748,64 36	1475,6 608	79,87	62,0 9	20,1 3	37,9 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup></b>	3071,8867	2459,5 593	757,83 65	1546,7 809	80,21	61,3 9	19,7 9	38,6 1	>25	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2848,5695	2097,7 228	1027,3 044	1963,5 640	73,49	67,1 3	26,5 1	32,8 7	>25	<b>vérifiée</b>

#### Conclusion :

Etant donné que :

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

-les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

### 3. Résultantes des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

#### Facteur d'amplification dynamique :

On a :

$$T_2=0,50s$$

$$T_{etabs}=0,951s$$

$$\text{Calcul de } D : \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{0.951}\right) = 1,433 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{0.951}\right) = 1,433 \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de **ETABS V13** on a :

$$W= 50431,4391KN \rightarrow V^x = 4516,76KN \rightarrow 0,8V^x = 3613,41KN$$

$$V^y = 4516,76KN \rightarrow 0,8V^y = 3616,41KN$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau IV.13:** Vérification de la résultante de forces sismique

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	3857,25	3613,41	vérifiée
Sens y-y	4060,69	3613,41	vérifiée

#### 4.Vérification des déplacements inter étage

**Tableau IV.14.** Vérification de déplacement inter-étages

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Niveaux	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
12 <sup>ème</sup>	36,10	35,80	180,50	179,00	5,00	9,50	32,00	vérifiée
11 <sup>ème</sup>	35,10	33,90	175,50	169,50	7,50	11,50	32,00	vérifiée
10 <sup>ème</sup>	33,60	31,60	168,00	158,00	10,00	12,50	32,00	vérifiée
9 <sup>ème</sup>	31,60	29,10	158,00	145,50	11,00	13,00	32,00	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	29,40	26,50	147,00	132,50	13,50	15,50	32,00	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	26,70	23,40	133,50	117,00	15,50	16,00	32,00	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	23,60	20,20	118,00	101,00	17,00	17,00	32,00	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	20,20	16,80	101,00	84,00	18,00	17,00	32,00	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	16,60	13,40	83,00	67,00	19,00	17,00	32,00	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	12,80	10,00	64,00	50,00	19,00	16,00	32,00	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	9,00	6,80	45,00	34,00	18,50	14,50	32,00	vérifiée
1 <sup>ème</sup>	5,30	3,90	26,50	19,50	15,50	11,50	30,60	vérifiée
RDC	2,20	1,60	11,00	8,00	11,00	8,00	40,80	vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le **(RPA99 version 2003)**.

**Conclusion :** C'est la disposition des voiles du modèle final qui sera utilisée dans la suite de l'étude de notre bâtiment.

### 5. Justification vis-à-vis l'effet P-delta

L'effet P-delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée

La rigidité ou la souplesse de la structure globale

La souplesse des éléments de la structure

Les effets du 2<sup>0</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad (\text{RPA99 version 2003})$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau (K)

$$V_K = F_i + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport à (K-1)  
 $h_K$  : Hauteur de l'étage (K)

Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effet P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de la manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur

$$\frac{1}{(1 - \theta_K)}$$

Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_i = 0 \\ F_i = 0,07TV \end{cases} \quad \text{si } T \leq 0,7s$$

si  $T > 0,7s$

On a :

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

;

Ou :

$h_i$  (et  $h_j$ ) : Niveau du plancher i(ou j).

$W_{i(j)}$  : poids du niveau i (ou j).

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants.

**Tableau IV.15** : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

Niveaux	$P_k$ (kn)	$\Delta_x$ $10^{-3}$ (m)	$\Delta_y$ $10^{-3}$ (m)	$V_{kx}$ (kn)	$V_{ky}$ (kn)	$h_k$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x \text{ ou } y) < 0,10$
12 <sup>ème</sup>	3721,9981	5,00	9,50	508,2175	608,1935	3,2	0,01	0,02	<b>vérifiée</b>
11 <sup>ème</sup>	7384,6438	7,50	11,50	1025,3962	1185,3387	3,2	0,02	0,02	<b>vérifiée</b>
10 <sup>ème</sup>	11047,2894	10,00	12,50	1474,2352	1660,0177	3,2	0,02	0,03	<b>vérifiée</b>
9 <sup>ème</sup>	14603,6208	11,00	13,00	1864,6281	2060,8117	3,2	0,03	0,03	<b>vérifiée</b>
8 <sup>ème</sup>	18367,9321	13,50	15,50	2223,0334	2421,9012	3,2	0,03	0,04	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup>	22132,2435	15,50	16,00	2548,5029	2742,0186	3,2	0,04	0,04	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup>	25970,3611	17,00	17,00	2842,5409	3029,3843	3,2	0,05	0,05	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup>	29885,4724	18,00	17,00	3105,3192	3289,6903	3,2	0,05	0,05	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup>	33800,5838	19,00	17,00	3338,7406	3524,4088	3,2	0,06	0,06	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup>	37915,6294	19,00	16,00	3537,2427	3725,8694	3,2	0,06	0,05	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup>	42030,6751	18,50	14,50	3697,6405	3891,4203	3,2	0,07	0,05	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup>	45973,8879	15,50	11,50	3804,3941	4004,3720	3,06	0,06	0,04	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	50431,4391	11	8,00	3857,2540	4060,6945	4,08	0,04	0,02	<b>vérifiée</b>

**Conclusion :**

## CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

### 6. Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q  $\pm$ E

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.16** : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveau x	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Observatio n	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Observatio n	Section corrigé(cm <sup>2</sup> )
P12	217,6605	30*30	0,09	oui	65*65	0,02	$\leq 0,30$	65*65
P11	423,0002	30*30	0,18	oui	65*65	0,04	$\leq 0,30$	65*65
P10	581,0713	30*30	0,25	oui	65*65	0,05	$\leq 0,30$	65*65
P9	748,1986	30*30	0,33	non	65*65	0,07	$\leq 0,30$	65*65
P8	978,6069	35*35	0,32	non	70*70	0,07	$\leq 0,30$	70*70
P7	1223,2925	35*35	0,39	non	70*70	0,09	$\leq 0,30$	70*70

**CHAPITRE IV : Etude Dynamique**

P6	1494,680 2	35*3 5	0,4 8	non	70*7 0	0,1 2	≤0,30	70*70
P5	1878,852 9	40*4 0	0,4 6	non	75*7 5	0,1 3	≤0,30	75*75
P4	2373,459 8	40*4 0	0,5 9	non	75*7 5	0,1 6	≤0,30	75*75
P3	2943,776 4	45*4 5	0,5 8	non	80*8 0	0,1 8	≤0,30	80*80
P2	3554,723 5	45*4 5	0,7 0	non	80*8 0	0,2 2	≤0,30	80*80
P1	4170,662 7	45*4 5	0,8 2	non	80*8 0	0,2 6	≤0,30	80*80
RDC	4683,067 8	45*4 5	0,9 2	non	85*8 5	0,2 6	≤0,30	85*85

**Conclusion :**

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, nous pouvons dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différentes sollicitations sismique.

CHAPITRE V : Etude du vent

**V.1.Introduction :**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

la région.

le site.

l'altitude.

les dimensions de l'ouvrage.

**V.2.Application des R N V 99 :**

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire(art.2.21).

Notre construction est de **catégorie III** (art 2.4.3 RNV99)

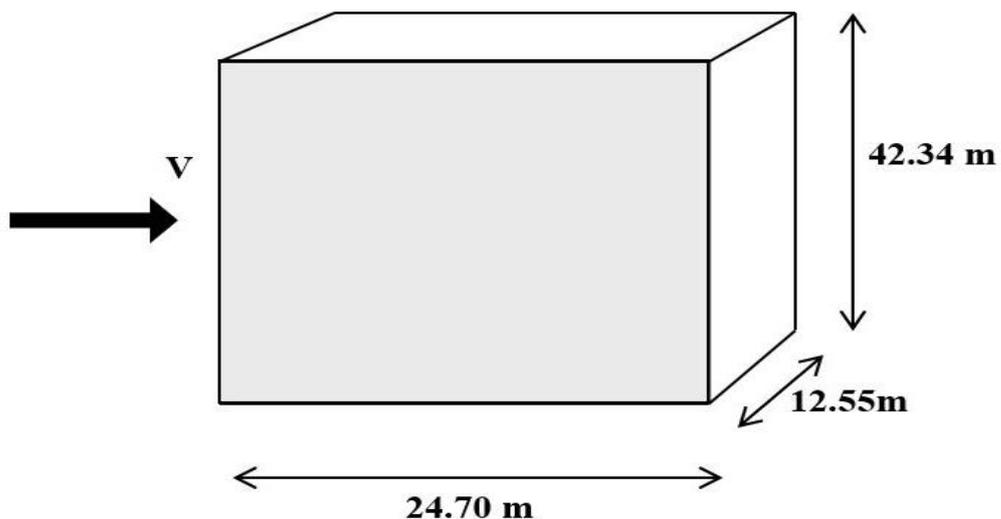


Figure V .1:direction du vent du vent

**L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :**

**détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P63); pour :

**Sens x:**

$h= 27.54\text{m}; b= 25.60 \text{ m.}$

Après l'interpolation :  **$C_d =0.91$**

**Sens y:**

$h= 27.54 \text{ m}; b= 12,55 \text{ m.}$

Après l'interpolation :  **$C_d =0.88$**

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

**détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$ :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à l'article.3.1. des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec «  $n$  » étant le nombre de niveaux de la construction.

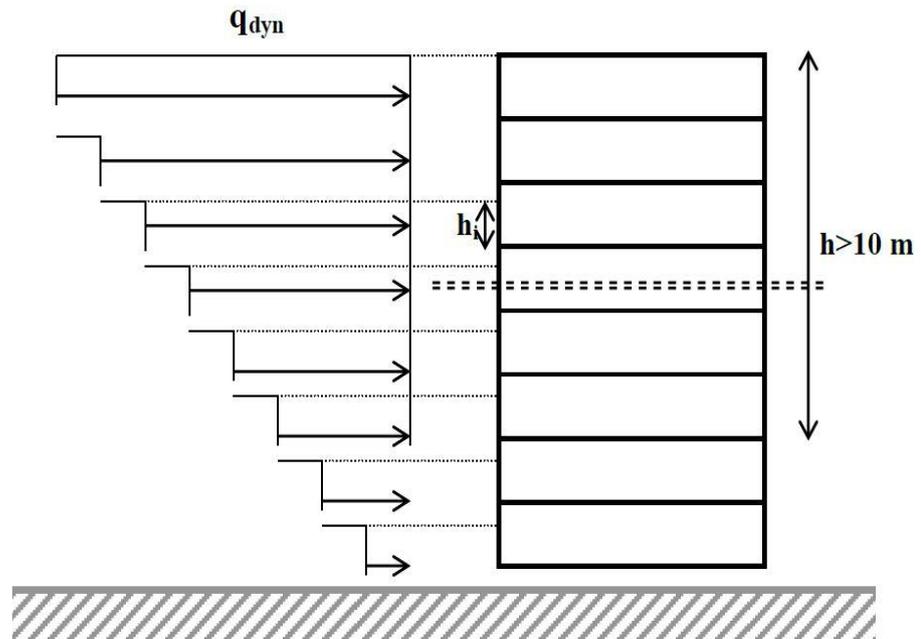


Figure V.2: Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 RNV99) .

**Structure permanente**  $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$  .

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .  $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.  $q_{ref}$  : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

**Zone I**  $\rightarrow q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ .

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent. peut être calculé par la formule :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times (1 + (7 \times k_T)) / (C_r(z) \times C_t(z))$$

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

**Site plat**  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$ .

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$c_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$cr(z) = k_{Tx} \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

KT : Facteur de terrain.

Z0 : Paramètre de rugosité.

Z min : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$KT = 0,215.$$

$$Z_0 = 0,3 \text{ m.}$$

$$Z_{min} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Dans notre cas : } cr(z) = K_{Tx} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m}$$

**Tableau V.1:** détermination de la pression dynamique

Z (m)	Z <sub>min</sub>	C <sub>t</sub>	Z <sub>0</sub>	KT	Cr	Ce	q <sub>ref</sub> (dan/ m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub>
<b>2,04</b>	5	1	0,3	0,215	0,412	0,789	37,5	43,912
<b>4,08</b>	5	1	0,3	0,215	0,561	1,171	37,5	55,800
<b>7,14</b>	5	1	0,3	0,215	0,681	1,488	37,5	64,650
<b>10,34</b>	5	1	0,3	0,215	0,761	1,724	37,5	71,362
<b>13,54</b>	5	1	0,3	0,215	0,819	1,903	37,5	76,725
<b>16,74</b>	5	1	0,3	0,215	0,864	2,046	37,5	81,412
<b>19,94</b>	5	1	0,3	0,215	0,902	2,171	37,5	85,425
<b>23,14</b>	5	1	0,3	0,215	0,934	2,278	37,5	88,948
<b>26,34</b>	5	1	0,3	0,215	0,962	2,373	37,5	92,100
<b>29,54</b>	5	1	0,3	0,215	0,986	2,456	37,5	94,987
<b>32,74</b>	5	1	0,3	0,215	1,009	2,533	37,5	97,612
<b>35,94</b>	5	1	0,3	0,215	1,028	2,603	37,5	100,162

39,14	5	1	0,3	0,215	1,047	2,671	37.5	102,503
42,34	5	1	0,3	0,215	1,064	2,733	37.5	

**Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :**

Les coefficients de pression externe C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

**Parois verticales :**

**V1** : résultante des actions du vent sur une façade pignon : direction XX.

**Sens x** : h = 42,34 m; b = 12,55 m d=24,70

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(12,55 ; 2 \times 42,34).$$

$$e = 12,55 \text{ m.}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur total de la construction.

**Cas où**  $d > e = (24,70 > 12,55 \text{ m})$  donc:

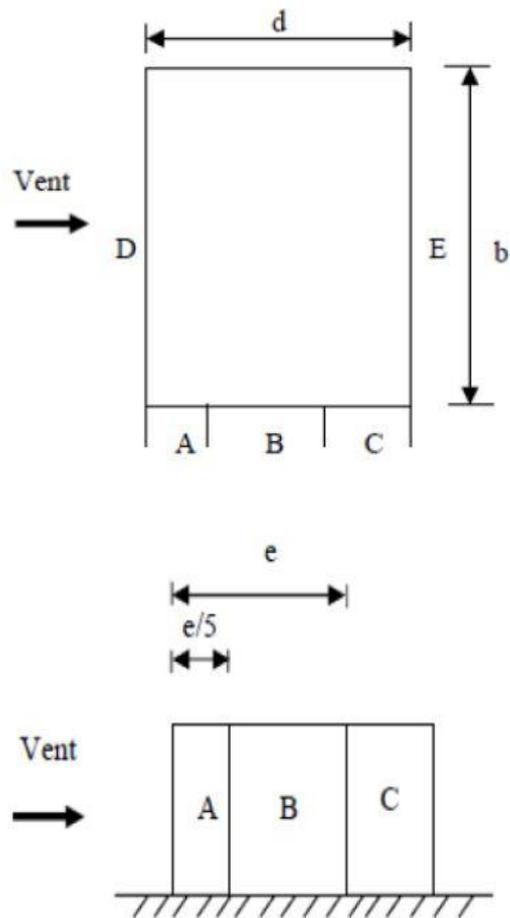


Figure V.3. Schéma de la paroi vertical

Tableau V.2 : coefficients de pression extérieur

A	B	C	D	E
C <sub>pe.10</sub>				
-1	-1.3	-0.5	+0.8	-0.3

**Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient C<sub>pe.10</sub> est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/42,34 = 0,014$

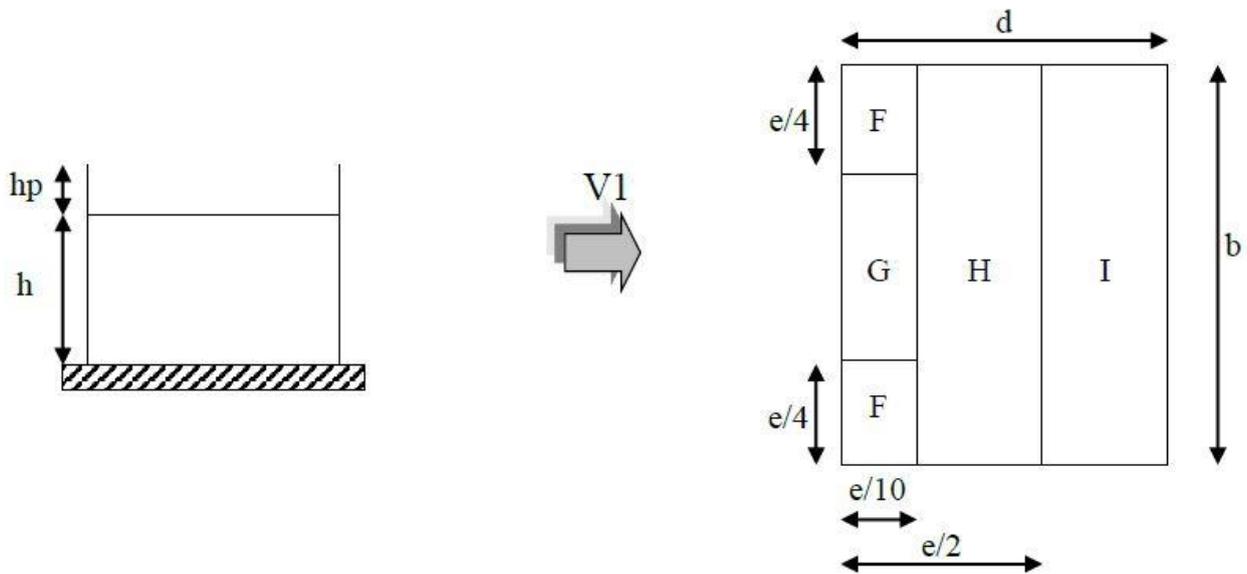


Figure V .4: Schéma de la toiture

Tableau V.3 : coefficients de pression extérieure pour la toiture

	Zone			
	F	G	H	I
	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
$h_p / h$	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

**Parois verticales :**

**V2 :** résultante des actions du vent sur une façade long-pan : direction YY.

**Sens y :**  $h = 42,34$  m;  $b = 24,70$ m ;  $d=12,55$ m.

$e = \text{Min} (b, 2h).$

$\Rightarrow e = \text{Min} (24,70 ; 2 \times 42.34).$

$e = 24,70.$

$b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

$h$  : La hauteur total de la construction.

**Cas où**  $d < e = (24,70 < 12,55\text{m})$  donc:

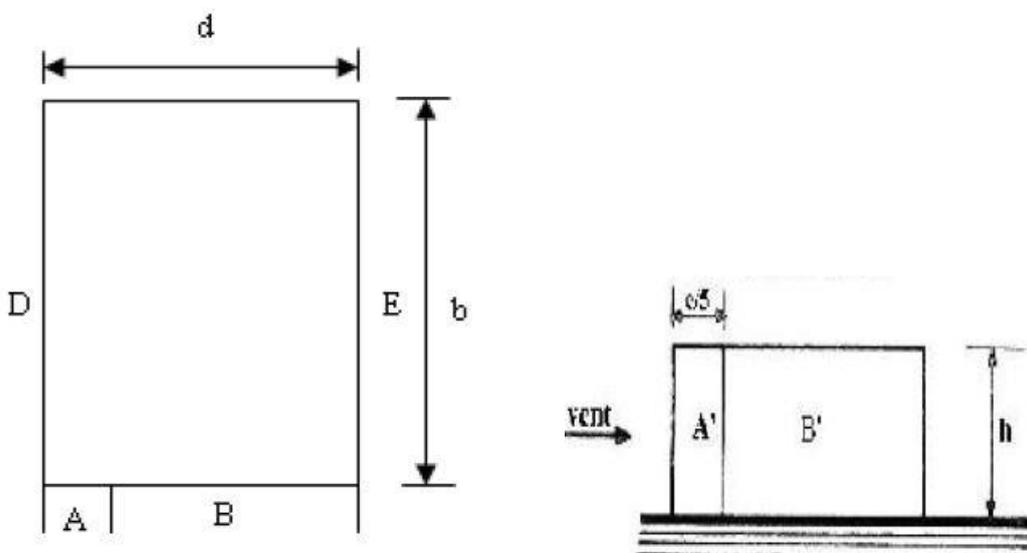


Figure V.5. schéma de la paroi vertical

Tableau V.4 : coefficients de pression extérieure

A	B	C	D	E
C <sub>pe.10</sub>				
-1	-1.3	-0.5	+0.8	-0.3

Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient C<sub>pe.10</sub> est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/42,34 = 0,014$

Tableau V.5 : coefficients de pression extérieure pour la toiture

	Zone			
	F	G	H	I
	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
$h_p / h$	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

**Détermination des coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub> :**

Le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : C<sub>pi</sub> = 0.8 et C<sub>pi</sub> = -0.5 (art 2.2 P78).

5) Détermination du coefficient de pression de vent C<sub>p</sub> :

Le coefficient de pression C<sub>p</sub> est calculé à l'aide de la formule suivante :

Alors on a le tableau suivant :

**V1** : résultante des actions du vent sur une façade long-pan : direction XX.

**Tableau V.6:** coefficients de pression extérieure et intérieure

zone	Cpi	Cpe10	Cp=Cpe10-Cpi
<b>A</b>	0,8	-1	-1,8
<b>B</b>	0,8	-0,8	-1,6
<b>C</b>	0,8	-0,5	-1,3
<b>D</b>	0,8	+8	0
<b>E</b>	0,8	-0,3	-1,1
<b>F</b>	0,8	-1,2	-2
<b>G</b>	0,8	-0,8	-1,6
<b>H</b>	0,8	-0,7	-1,5
<b>I</b>	0,8	±2	-1 ou -0,6

**V2** : résultante des actions du vent sur une façade long-pan : direction YY.

**Tableau V.7:** coefficients de pression extérieure et intérieure

zone	Cpi	Cpe10	Cp=Cpe10-Cpi
<b>A'</b>	0,8	-1	-1,8
<b>B'</b>	0,8	-0,8	-1,6
<b>D</b>	0,8	+8	0
<b>E</b>	0,8	-0,3	-1,1
<b>F</b>	0,8	-1,6	-2,4
<b>G</b>	0,8	-1,1	-1,9
<b>H</b>	0,8	-0,7	-1,5
<b>I</b>	0,8	±2	-1 ou -0,6

6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur de la coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule 2.1 (RNV .P.40):

$$q_j(N/m^2) = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W (N/m^2)$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times ( C_{pe} - C_{pi} )$$

$V_1$  : résultante des actions du vent sur une façade long-pan : direction XX.

**Tableau V.8 :** pression due au vent de la toiture sens X

Toiture plate						
toiture	$C_d$	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$Q_{dyn}(daN/m^2)$	$W_j(daN/m^2)$	$q_j(daN/m^2)$
<b>F</b>	0.91	-1.6	0.8	102,503	-205,006	-186,555
<b>G</b>		-1,1			-164,004	-149,243
<b>H</b>		-0.7			-153,745	-139,907
<b>I</b>		$\pm 0.2$			-102,503	-93,277

**Tableau V.9:** pression due au vent de parois verticales sens X

zone	$Z(m)$	$Q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_d$	$CP=C_{Pe}-C_{Pi}$	$w_j(daN/m^2)$	$q_j(daN/m^2)$
------	--------	--------------------	-------	--------------------	----------------	----------------

**CHAPITRE V:Etude du vent**

<b>A</b>	2,04 à 4,08	43,912	0,91	-1,8	-88,041	-80,117
	7,14	55,800			-100,840	-91,764
	10,34	64,650			-116,370	-105,886
	13,54	71,362			-128,451	-116,890
	16,74	76,725			-138,105	-125,675
	19,94	81,412			-148,541	-135,172
	23,14	85,425			-153,765	-139,926
	26,34	88,948			-160,106	-145,696
	29,54	92,100			-165,780	-150,859
	32,74	94,987			-170,976	-155,588
	35,94	97,612			-175,701	-159,880
	39,14	100,162			-180,291	-163,973
	42,34	102,503			-185,505	-167,890
	<b>B</b>	2,04 à 4,08			43,912	0,91
7,14		55,800	-89,280	-81,244		
10,34		64,650	-103,440	-94,130		
13,54		71,362	-114,179	-103,902		
16,74		76,725	-122,760	-111,711		
19,94		81,412	-130,259	-118,535		
23,14		85,425	-136,680	-124,378		
26,34		88,948	-142,316	-129,507		
29,54		92,100	-147,360	-134,057		
32,74		94,987	-151,979	-138,300		
35,94		97,612	-156,179	-142,122		
39,14		100,162	-160,259	-145,835		
42,34		102,503	-164,004	-149,244		
<b>zone</b>		Z(m)	qdyn(daN/m <sup>2</sup> )		CP=CPe-CPi	
<b>C</b>	2,04 à 4,08	43,912	0,91	-1,3	-57,085	-51,947
	7,14	55,800			-72,540	-66,011
	10,34	64,650			-84,045	-76,480
	13,54	71,362			-92,771	-84,421

**CHAPITRE V:Etude du vent**

	16,74	76,725
	19,94	81,412
	23,14	85,425
	26,34	88,948
	29,54	92,100
	32,74	94,987
	35,94	97,612
	39,14	100,162
	42,34	102,503
<b>D</b>	2,04 à 4,08	43,912
	7,14	55,800
	10,34	64,650
	13,54	71,362
	16,74	76,725
	19,94	81,412
	23,14	85,425
	26,34	88,948
	29,54	92,100
	32,74	94,987
	35,94	97,612
	39,14	100,162
	42,34	102,503
<b>E</b>	2,04 à 4,08	43,912
	7,14	55,800
	10,34	64,650
	13,54	71,362
	16,74	76,725
	19,94	81,412
	23,14	85,425
	26,34	88,948
	29,54	92,100
	32,74	94,987

	-99,742	-90,765
	-105,835	-96,309
	-111,052	-101,057
	-115,632	-105,225
	-119,730	-108,954
	-123,493	-112,369
	-126,895	-115,474
	-130,210	-118,491
	-133,254	-121,261
0	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
-1,1	-48,303	-43,955
	-61,38	-58,585
	-71,115	-64,714
	-78,498	-71,433
	-84,397	-76,801
	-89,553	-81,493
	-93,967	-85,509
	-97,842	-89,036
	-101,310	-92,192
	-104,485	-95,081

35,94	97,612	-107,373	-97,709
39,14	100,162	-110,178	-100,261
42,34	102,503	-112,753	-102,605

V2 : résultante des actions du vent sur une façade long-pan : direction YY.

Tableau V.10 : pression due au vent de la toiture sens Y

Toiture plate						
toiture	Cd	C <sub>Pe10</sub>	C <sub>Pi</sub>	Q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> ) 2)	W <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.88	-1.6	0.8	102,503	-205,006	-180,405
<b>G</b>		-1,1			-164,004	-144,323
<b>H</b>		-0.7			-153,745	-135,195
<b>I</b>		±0.2			-102,503	-90,202

Tableau V.11: pression due au vent de parois verticales sens Y

zone	Z(m)	Q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	CP=C <sub>Pe</sub> -C <sub>Pi</sub>	w <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	2,04 à 4,08	43,912	0,88	-1,8	-88,041	-77,476
	7,14	55,800			-100,840	-88,739
	10,34	64,650			-116,370	-102,405
	13,54	71,362			-128,451	-113,036
	16,74	76,725			-138,105	-121,532
	19,94	81,412			-148,541	-130,716
	23,14	85,425			-153,765	-135,313
	26,34	88,948			-160,106	-140,893
	29,54	92,100			-165,780	-145,886
	32,74	94,987			-170,976	-150,458

**CHAPITRE V:Etude du vent**

	35,94	97,612		-175,701	-154,616
	39,14	100,162		-180,291	-158,656
	42,34	102,503		-185,505	-163,244
<b>B</b>	2,04 à 4,08	43,912	<b>-1,6</b>	-70,259	-61,827
	7,14	55,800		-89,280	-78,566
	10,34	64,650		-103,440	-91,027
	13,54	71,362		-114,179	-100,477
	16,74	76,725		-122,760	-108,028
	19,94	81,412		-130,259	-114,627
	23,14	85,425		-136,680	-120,278
	26,34	88,948		-142,316	-125,238
	29,54	92,100		-147,360	-129,676
	32,74	94,987		-151,979	-133,741
	35,94	97,612		-156,179	-137,437
	39,14	100,162		-160,259	-141,027
	42,34	102,503		-164,004	-144,323
<b>zone</b>	Z(m)	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	<b>CP=C<sub>Pe</sub>-C<sub>Pi</sub></b>	w <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	2,04 à 4,08	43,912	<b>0</b>	0	0
	7,14	55,800		0	0
	10,34	64,650		0	0
	13,54	71,362		0	0
	16,74	76,725		0	0
	19,94	81,412		0	0
	23,14	85,425		0	0
	26,34	88,948		0	0
	29,54	92,100		0	0
	32,74	94,987		0	0
	35,94	97,612		0	0
	39,14	100,162		0	0
	42,34	102,503		0	0
<b>E</b>	2,04 à 4,08	43,912		-48,303	-42,506

7,14	55,800	-1,1	-61,380	-54,014
10,34	64,650		-71,115	-62,581
13,54	71,362		-78,498	-69,078
16,74	76,725		-84,397	-74,269
19,94	81,412		-89,553	-78,806
23,14	85,425		-93,967	-82,690
26,34	88,948		-97,842	-86,101
29,54	92,100		-101,310	-89,152
32,74	94,987		-104,485	-91,946
35,94	97,612		-107,373	-94,488
39,14	100,162		-110,178	-96,956
42,34	102,503		-112,753	-99,222

**Calcul des forces de frottement :**

**Vérification de la condition :**

Selon **RNV 2013**, Les effets de frottement du vent sur la surfaces peuvent être négligés lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent(ou faiblement inclinés par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

***Direction du vent V1 perpendiculaire au vent :***

$$S1 \text{ (parallèles au vent)} = A1 + A2 = 2[(12,55 \times 42,34)] = 1062,734 \text{ m}^2$$

$$S2 \text{ (perpendiculaire au vent)} = A3 + A4 = 2[(24,70 \times 42,34)] = 2091,596 \text{ m}^2$$

**$S1 \leq 4 S2$  OK donc on néglige l’effort de frottement dans le sens V1.**

***Direction du vent V2 perpendiculaire au vent :***

$$S1 \text{ (parallèles au vent)} = A1 + A2 = 2 [(24,70 \times 42,34)] = 2091,596 \text{ m}^2$$

$$S2 \text{ (perpendiculaires au vent)} = A3 + A4 = 2[(12,55 \times 42,34)] = 1062,734 \text{ m}^2$$

**$S1 \leq 4 S2$  OK donc on néglige l’effort de frottement dans le sens V2.**

**Alors le calcul de la force de frottement n’est pas nécessaire.**

**Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

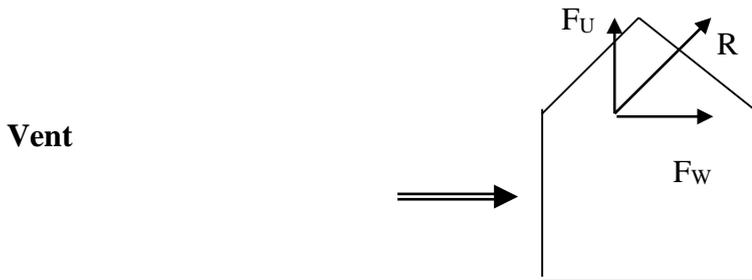


Figure V .6.La force résultante.

$F_W$  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_U$  : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.La force résultante R est donnée par la formule :

$$F = \sum (q_j \times S_j)$$

$\sum$  : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)  
 $q_j$  : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

$S_j$  : Aire de l'élément de surface j.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

$V_1$  : la force résultante sur une façade long-pan : direction XX.

**Tableau V. 7:** Détermination de la force résultante de toiture

toitures			
zone	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	F(KN)
F	3,921	-186,555	-7,314

<b>G</b>	7,906	-149,243	-11,799
<b>H</b>	62,687	-139,907	-87,703
<b>I</b>	231,547	-93,277	-215,980
<b>SOMME</b>			-322,796

Tableau VI.8: Détermination de la force résultante de parois verticale

Parois verticales					
	Z(m)	Si (m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	FK(N)	ΣF(KN)
A	2,04 à 4,08	10,241	-80,117	-8,204	-124,154
	7,14	7,681	-91,764	-7,048	
	10,34	7,681	-105,886	-8,133	
	13,54	7,681	-116,890	-8,978	
	16,74	7,681	-125,675	-9,653	
	19,94	7,681	-135,172	-10,382	
	23,14	7,681	-139,926	-10,747	
	26,34	7,681	-145,696	-11,190	
	29,54	7,681	-150,859	-11,587	
	32,74	7,681	-155,588	-11,950	
	35,94	7,681	-159,880	-12,280	
	39,14	7,681	-163,973	-12,594	
	42,34	7,681	-167,890	-12,895	
B	2,04 à 4,08	51,204	-63,935	-32,737	-595,815
	7,14	38,403	-81,244	31,200	
	10,34	38,403	-94,130	36,148	
	13,54	38,403	-103,902	39,901	
	16,74	38,403	-111,711	42,900	
	19,94	38,403	-118,535	45,520	

**CHAPITRE V:Etude du vent**

23,14	38,403	-124,378	47,764
26,34	38,403	-129,507	49,734
29,54	38,403	-134,057	51,481
32,74	38,403	-138,300	53,111
35,94	38,403	-142,122	54,579
39,14	38,403	-145,835	56,005
42,34	38,403	-149,244	57,314
2,04 à 4,08	49,572	-51,947	-25,751

## CHAPITRE V:Etude du vent

	7,14	37,179	-66,011	-24,542	
	10,34	37,179	-76,480	-28,434	
	13,54	37,179	-84,421	-31,386	
	16,74	37,179	-90,765	-33,745	
	19,94	37,179	-96,309	-35,806	
	23,14	37,179	-101,057	-37,571	
	26,34	37,179	-105,225	-39,121	
	29,54	37,179	-108,954	-40,508	
	32,74	37,179	-112,369	-41,777	
	35,94	37,179	-115,474	-42,932	
	39,14	37,179	-118,491	-44,053	
	42,34	37,179	-121,261	-45,083	
E	2,04 à 4,08	51,204	-43,955	-22,506	-369,814
	7,14	38,403	-58,585	-22,498	
	10,34	38,403	-64,714	-24,852	
	13,54	38,403	-71,433	-27,423	
	16,74	38,403	-76,801	-29,493	
	19,94	38,403	-81,493	-31,295	
	23,14	38,403	-85,509	-32,838	
	26,34	38,403	-89,036	-34,192	
	29,54	38,403	-92,192	-35,404	
	32,74	38,403	-95,081	-36,513	
	35,94	38,403	-97,709	-37,523	
	39,14	38,403	-100,261	-38,503	
	42,34	38,403	-102,605	-39,403	
					<b>-1554,783</b>

**V2** : la force résultante sur une façade long-pan : direction YY.

**Tableau V.7:** Détermination de la force résultante de toiture

<b>toitures</b>			
<b>zone</b>	<b>Si (m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>j</sub>(daN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>F(KN)</b>
<b>F</b>	15,252	-180,405	-27,515
<b>G</b>	30,504	-144,323	-44,024
<b>H</b>	244,036	-135,195	-329,924
<b>I</b>	4,980	-90,202	-44,921
<b>SOMME</b>			-443,384

**Tableau V.8:** Détermination de la force résultante de parois verticale

<b>Parois verticales</b>					
	<b>Z(m)</b>	<b>Si (m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>j</sub>(daN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>FK(N)</b>	<b>ΣF(KN)</b>
<b>A</b>	2,04 à 4,08	20,155	-77,476	-15,615	-266,476
	7,14	15,808	-88,739	-13,413	
	10,34	15,808	-102,405	-16,188	
	13,54	15,808	-113,036	-17,868	
	16,74	15,808	-121,532	-19,211	
	19,94	15,808	-130,716	-20,663	
	23,14	15,808	-135,313	-21,390	
	26,34	15,808	-140,893	-22,286	
	29,54	15,808	-145,886	-23,061	
	32,74	15,808	-150,458	-23,784	
	35,94	15,808	-154,616	-24,441	
	39,14	15,808	-158,656	-25,080	

**CHAPITRE V:Etude du vent**

	42,34	15,808	-163,244	-25,805	
B	2,04 à 4,08	31,048	-61,827	-19,196	-347,507
	7,14	23,286	-78,566	-18,294	
	10,34	23,286	-91,027	-21,196	
	13,54	23,286	-100,477	-23,397	
	16,74	23,286	-108,028	-25,155	
	19,94	23,286	-114,627	-26,692	
	23,14	23,286	-120,278	-28,007	
	26,34	23,286	-125,238	-29,162	
	29,54	23,286	-129,676	-30,196	
	32,74	23,286	-133,741	-31,142	
	35,94	23,286	-137,437	-32,003	
	39,14	23,286	-141,027	-32,835	
	42,34	23,286	-144,323	-33,585	
E	2,04 à 4,08	100,776	-42,506	-33,596	-707,385
	7,14	75,582	-54,014	-40,824	
	10,34	75,582	-62,581	-47,299	
	13,54	75,582	-69,078	-52,210	
	16,74	75,582	-74,269	-56,133	
	19,94	75,582	-78,806	-59,563	
	23,14	75,582	-82,690	-62,498	
	26,34	75,582	-86,101	-65,076	
	29,54	75,582	-89,152	-67,382	
	32,74	75,582	-91,946	-69,494	
	35,94	75,582	-94,488	-71,415	
	39,14	75,582	-96,956	-73,281	
	42,34	75,582	-99,222	-74,993	
					<b>-1383,892</b>

F<sub>x</sub>=1827,276KN

F<sub>y</sub>=1877,597KN

**Remarque :**

On remarque que l'effet du vent sur la structure est moins que celui du séisme.

Il représente 44% de la force séismique dans le sens X et 48% de la force séismique dans le sens Y.

$$\frac{F_{xvent}}{F_{xseisme}} = \frac{1827,276}{4060,69} = 0,44$$

$$\frac{F_{yvent}}{F_{yseisme}} = \frac{1877,597}{3857,25} = 0,48$$

**Conclusion :**

Pour les bâtiments en béton armé peu élancés, les actions engendrées par le vent sont faibles devant celles du séisme, donc le calcul au contreventement sera uniquement pris en considération du séisme, car est dominant.

### CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

#### VI.1.Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales sont assurée par des éléments porteurs principal qui sont :

Les poutres soumises à la flexion simple.

Les poteaux soumises à la flexion composée.

Les voiles soumises à la flexion composée.

Pour cela ces dernières doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure par le logiciel ETABS.

#### VI.1.1Ferrailage des éléments :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.

#### VI.2.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe) à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié à l'état limite de service (ELS) en considérant une fissuration préjudiciable.

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

On fait le calcul pour les situations suivantes :

### Selon BAEL91:

Situation durable

E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

E.L.S: G + Q

### Selon RPA 99 version 2003

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

### Recommandation du BAEL 91 :

#### Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

Suivante : 
$$A_{l\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

#### Armatures transversales :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales

#### Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}.$$

Espacement maximale:  $S_{t\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\phi'_{l\min})$

### VI.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### VI.2.2. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$\text{Poutre principales : } A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 55 = 12,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 50 = 11,25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

#### **Poutre porteuse :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 55 = 99 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante})$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 55 = 148,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement})$$

#### **Poutre non porteuse :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante})$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement})$$

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

La longueur minimale de recouvrement est de 50% en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

### VI.2.3. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_{\min} \right)$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

Avec :

$\phi_{\min}$  : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.4. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$A_{st}$  : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

$A_{sc}$  : Section supérieure la plus comprimée.

$M_u$  : moment de flexion

On calcule le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ ,  $\gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,16 \text{MPa}$  (situation courante)

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 18,478$  (situation accidentelle)

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ,  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa}$  (situation courante)

$\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{MPa}$  (situation accidentelle)

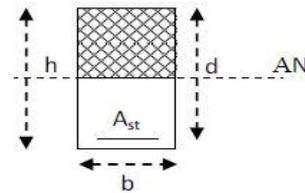
$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$  (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_x \sigma_s}$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{SDA}$  (les armatures comprimées sont nécessaires)

On calcule :

$$\begin{cases} M_R = \mu_R b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_R \end{cases}$$



Avec:

$M_R$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres

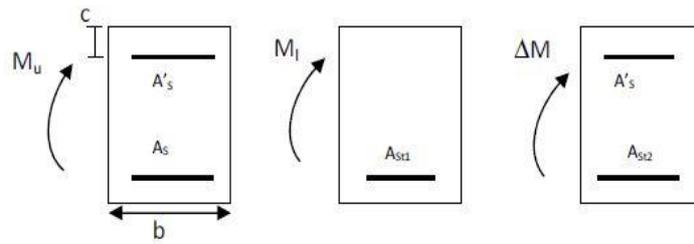
**Armatures tendue :**

$$A_{st} = \frac{M_R}{Z \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

**Armatures comprimées :**

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux



### Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total cette à dire  $\Delta M < 0,4M$  BAEL91 (art.B.6.6).

**VI.2.5.Calcul des armatures longitudinales :**

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs on décompose notre bâtiment en 5 zones :

Zone 1- RDC

Zone 2- 1<sup>ère</sup> niveaux, 2<sup>ème</sup> niveaux et 3<sup>ème</sup> niveaux ;

Zone 3- 4<sup>ème</sup> niveaux, 5<sup>ème</sup> niveaux ;

Zone 4- 6<sup>ème</sup> niveaux, 7<sup>ème</sup> niveaux, 8<sup>ème</sup> niveaux ;

Zone 5- 9<sup>ème</sup> niveaux, 10<sup>ème</sup> niveaux, 11<sup>ème</sup> niveaux, 12<sup>ème</sup> niveaux ;

Nous avons utilisé le logiciel de calcul (SOCOTEC), Pour le calcul des différentes sections de ferrailage et les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants pour les deux situations (situation durable et accidentelle).

**Poutre porteuse :**

**Situation durable :**

Combinaison : ELU=1,35G+1,5Q

**Tableau. VI.1 :** Ferrailage des poutres porteuses (ELU) :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	position	Mmax(KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	As'(cm <sup>2</sup> )	Amin RPA(cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	45x55	travée	60,7481	3,42	0	12,375
		appui	-80,2697	4,55	0	12,375
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	45x55	travée	56,9864	3,21	0	12,375
		appui	-75,4177	4,27	0	12,375
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	45x55	travée	55,9392	3,15	0	12,375
		appui	-70,8181	4,00	0	12,375
		travée	55,1459	3,10	0	12,375

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	45x55	appui	-66,7743	3,77	0	12,375
RDC	45x55	travée	54,8060	3,08	0	12,375
		appui	-60,3612	3,40	0	12,375

### Situation accidentelle

Combinaison : G+Q+E

**Tableau. VI.2 :** Ferrailage des poutres porteuses (G+Q+E) :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	position	Mmax(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	45x55	travée	165,4745	9,65	0	12,375
		appui	-256,9054	15,50	0	12,375
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	45x55	travée	263,7063	15,95	0	12,375
		appui	-314,7296	19,44	0	12,375
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	45x55	travée	364,0632	22,98	0	12,375
		appui	-360,1251	22,69	0	12,375
1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	45x55	travée	427,0974	27,78	0	12,375
		appui	-421,2727	27,32	0	12,375
RDC	45x55	travée	328,8668	20,44	0	12,375
		appui	-323,0474	20,02	0	12,375

Combinaison : 0,8G+E

**Tableau. VI.3 :** Ferrailage des poutres porteuses (0,8G+E) :

Niveaux	Sections	position	Mmax(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )
---------	----------	----------	------------	-----------------------------------	------------------------------------	---

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

	(cm <sup>2</sup> )					
9-12	45x55	travée	179,2349	10,51	0	12,375
		appui	-243,1450	14,59	0	12,375
6-8	45x55	travée	271,1490	16,45	0	12,375
		appui	-306,7760	18,89	0	12,375
4-5	45x55	travée	365,6367	23,09	0	12,375
		appui	-358,5717	22,57	0	12,375
1-3	45x55	travée	427,6783	27,82	0	12,375
		appui	-420,6918	27,27	0	12,375
RDC	45x55	travée	328,6777	20,42	0	12,375
		appui	-323,2366	20,04	0	12,375

**Poutre non porteuse :**

**Situation durable :**

Combinaison : ELU=1,35G+1,5Q

**Tableau. VI.4 : Ferrailage des poutres non porteuses (ELU) :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	position	Mmax(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )
9-12	45x55	travée	51,5825	2,90	0	11,25
		appui	-50,0726	2,81	0	11,25
6-8		travée	39,3636	2,20	0	11,25

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

	45x55	appui	-47,0259	2,64	0	11,25
4-5	45x55	travée	27,6996	1,54	0	11,25
		appui	-35,6917	1,99	0	11,25
1-3	45x55	travée	19,2680	1,07	0	11,25
		appui	-25,7837	1,44	0	11,25
RDC	45x55	travée	10,3244	0,57	0	11,25
		appui	-9,9915	0,55	0	11,25

**Situation accidentelle**

Combinaison : G+Q+E

**Tableau. VI.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (G+Q+E) :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	position	Mmax(KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	As'(cm <sup>2</sup> )	Amin RPA(cm <sup>2</sup> )
9-12	45x55	travée	125,3523	8,06	0	11,25
		appui	-136,7967	8,83	0	11,25
6-8	45x55	travée	176,5813	11,61	0	11,25
		appui	-200,2401	13,31	0	11,25
4-5	45x55	travée	208,6869	13,92	0	11,25
		appui	-252,8761	17,24	0	11,25
1-3	45x55	travée	273,5246	16,07	0	11,25
		appui	-269,1552	18,51	0	11,25
		travée	208,0306	13,87	0	11,25

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

RDC	45x55	appui	-200,8702	14,82	0	11,25
-----	-------	-------	-----------	-------	---	-------

Combinaison : 0,8G+E

**Tableau. VI.6:** Ferrailage des poutres non porteuses (08G+E) :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	position	Mmax(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )
9-12	45x50	travée	119,2654	7,64	0	11,25
		appui	-128,2777	8,25	0	11,25
6-8	45x50	travée	168,7377	11,05	0	11,25
		appui	-190,9219	12,63	0	11,25
4-5	45x50	travée	214,6737	14,36	0	11,25
		appui	-245,2158	16,66	0	11,25
1-3	45x50	travée	242,5876	16,46	0	11,25
		appui	-264,0922	18,11	0	11,25
RDC	45x50	travée	209,2656	13,97	0	11,25
		appui	-218,7466	14,66	0	11,25

Choix d'armatures :

**Poutre porteuse :**

**Tableau .VI.7:** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	section	positio n	A <sub>max</sub> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (ZR)( cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RP A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
---------	---------	--------------	---	---	--	---	------------------------	---

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

9-12	45x55	travée	99	148,5	12,375	10,51	6T16	12,06
		appui	99	148,5	12,375	14,59	4T20+2T16	16,59
6-8	45x55	travée	99	148,5	12,375	16,45	4T20+2T16	16,59
		appui	99	148,5	12,375	18,89	8T16+2T16	20,10
4-5	45x55	travée	99	148,5	12,375	23,09	8T20	25,13
		appui	99	148,5	12,375	22,57	8T20	25,13
1-3	45x55	travée	99	148,5	12,375	27,82	8T20+2T14	28,21
		appui	99	148,5	12,375	27,27	8T20+2T14	28,21
RDC	45x55	travée	99	148,5	12,375	20,42	4T20+4T16	20,61
		appui	99	148,5	12,375	20,04	4T20+4T16	20,61

**Poutre non porteuse :**

**Tableau .VI.8:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	section	position	$A_{max}(ZC)$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}(ZR)$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{minRP}$ A(cm <sup>2</sup> )	$A_{scal}(c)$ m <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_{ado}$ p (cm <sup>2</sup> )
9-12	45x50	travée	90	135	11,25	8,06	4T16+2T1 2	10,3 0
		appui	90	135	11,25	8,83	4T16+2T1 2	10,3 0
6-8	45x50	travée	90	135	11,25	11,61	6T16	
		appui	90	135	11,25	13,31	6T16+2T1 2	14,3 2
4-5	45x50	travée	90	135	11,25	13,92	6T16+2T1 2	14,3 2

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

		appui	90	135	11,25	17,24	6T16+4T1 6	20,1 0
1-3	45x50	travée	90	135	11,25	16,07	8T16+2T1 2	18,3 4
		appui	90	135	11,25	18,51	6T16+4T1 6	20,1 0
RDC	45x50	travée	90	135	11,25	13,87	6T16+2T1 2	14,3 2
		appui	90	135	11,25	14,82	8T16	16,0 8

### VI.2.6. Vérification à l'ELU :

#### Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/Art.A.4.2)

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

**Tableau .VI.9:** Vérification de la condition de non fragilité

Niveaux	Section (cm2)		$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm2)	$A_s^{\min}$ (cm2)	Vérification
RDC..... 12 <sup>ème</sup>	45x55	Appuis	28,21	2,98	vérifiée
		Travée	28,21		
	45x50	Appuis	20,10	2,72	vérifiée
		Travée	18,34		

### VI.2.7. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{ft}\eta)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe, 90\sqrt{ft}\eta)$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201,6MPa$

**Exemple de calcul**

On prend la poutre de la terrasse, La poutre est sollicitée par une flexion simple.

**Vérification des contraintes**

**Position de l'axe neutre (Y)**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**Moment d'inertie(I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :  $\eta=15$  ;  $c'=3cm$  ;  $d=49,5cm$  ;  $b=45cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \end{cases}$$

**Tableau .VI.10 : Vérification des contraintes**

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
44,4185	12,06	1,69	454717,2464	1,65	vérifie	90,50	vérifie

Les autres résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**1).Sens porteur**

**Tableau. VI.11 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M_{ser}$ (KNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifie
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	45x55	Travée	44,4185	1,65	15	90,50	201.6	oui
		Appui	-58,5232	3,12		87,30		
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	45x55	Travée	41,4183	2,12	15	55,10	201.6	oui
		Appui	-54,6784	2,67		63,90		
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	45x55	Travée	40,6555	1,87	15	39,30	201.6	oui
		Appui	-51,3635	2,37		50,70		
1 <sup>ème</sup> -3 <sup>ème</sup>	45x55	Travée	40,0780	1,74	15	32,50	201.6	oui
		Appui	-48,4528	2,11		40,10		
RDC	45x55	Travée	39,8287	1,90	15	43,20	201.6	oui
		Appui	-45,2963	2,17		50,00		

**2).Sens non porteur**

**Tableau .VI.12 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS**

Niveaux	Section	Position	$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma_s}$	Vérifier
---------	---------	----------	-----------	---------------	--------------------------	------------	-----------------------	----------

	(cm <sup>2</sup> )		(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	45*50	Travée	37,5485	2,92	15	109,60	201.6	oui
		Appui	-40,8675	3,07		109,30		
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	45*50	Travée	28,6369	1,95	15	59,00	201.6	oui
		Appui	-34,2116	2,23		61,90		
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	45*50	Travée	20,0761	1,29	15	34,80	201.6	oui
		Appui	-25,9589	1,55		36,80		
1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	45*50	Travée	13,9506	0,85	15	21,10	201.6	oui
		Appui	-18,7754	1,10		24,90		
RDC+Ss	45*50	Travée	7,5387	0,44	15	9,99	201.6	oui
		Appui	-7,2918	0,46		11,90		

**VI.2.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (BAEL91/Art.5.1.1)**

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau VI.13 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> max (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL add (MPa)	Vérification
--------	-------------------------------	----------------------------	-------------------------	----------------------------------	--------------

12 <sup>ème</sup> - RDC	PP- 45x55	106,9338	0,43	2.5	Ok
	PNP 45x50	78,5869	0,35	2.5	Ok

**VI.2.9.Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400MPa$ ).

**Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

**Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.86cm$$

On prend :  $\phi_l = 8mm$  (un cadre et un étrier de  $\phi 8$ ).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.14 : Calcul des armatures transversales

Sens	Tu(KN)	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		

Porteur	106,9338	0,43	40	13,75	27,50	15	20	1,08	4T8	2,01
Non porteur	78,5869	0.35	40	12,5	25,00	15	20	1,08	4T8	2,01

**VI.2.10. Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r = 50\varnothing$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton :

Il faut vérifier que :  $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutre porteuse :

$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,495 \times 0,45 \times 16,67 \cdot 10^3 = 1336,77\text{KN}$

$V_u = 106,9338\text{KN} \leq 1336,77\text{KN}$

**Poutre non porteuse**

$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,45 \times 0,45 \times 16,67 \cdot 10^3 = 1215,243\text{KN}$

$V_u = 78,5869\text{KN} \leq 1215,243\text{KN}$

**Influence sur les armatures :**

Lorsque la valeur du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (cote travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

En appui de rive : BAEL91 (art.H.4.2)

$A_l > \frac{T_u \cdot \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaire :

$$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (T_u - \frac{M_a}{0,9d})$$

Tableau .VI.15: Influence sur les armatures

poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	observation
porteuse	28,21	106,9338	62,4467	3,07	-0,95	vérifiée
Non porteuse	20,10	78,5869	7,5194	1,54	1,05	vérifiée

Les armatures calculées sont suffisantes.

*D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.*

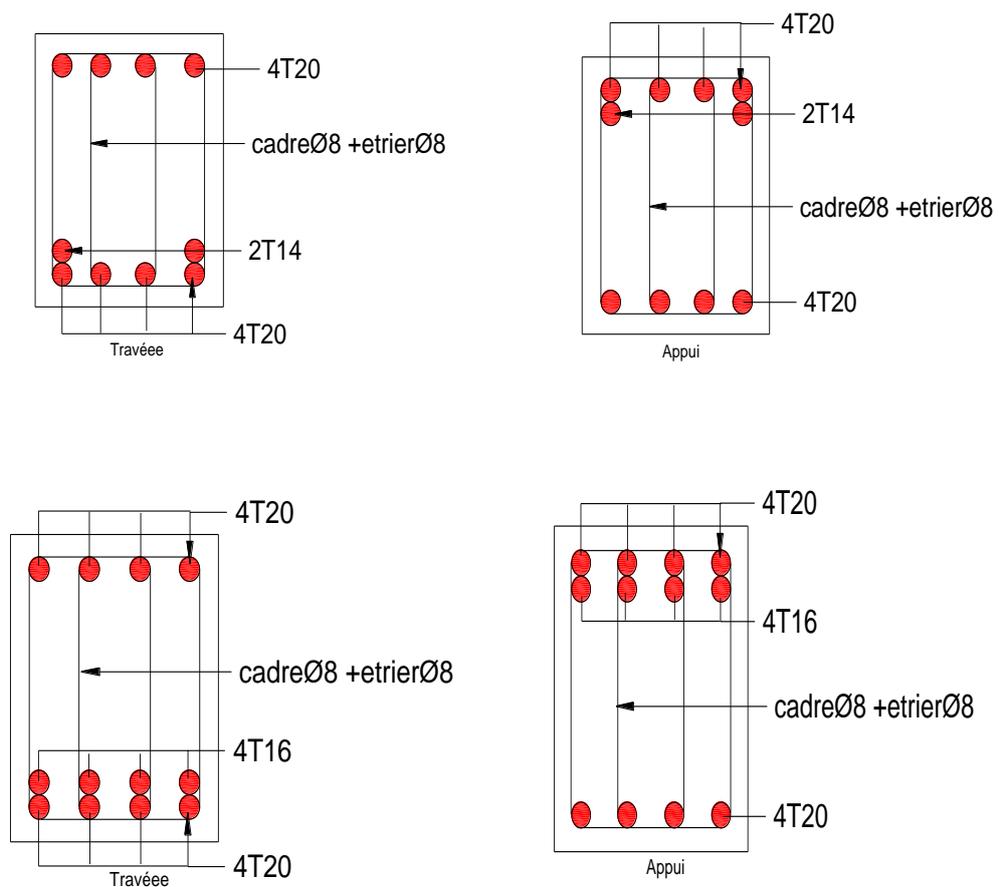


Figure VI.1 :ferrailage de poutre porteuse RDC et 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

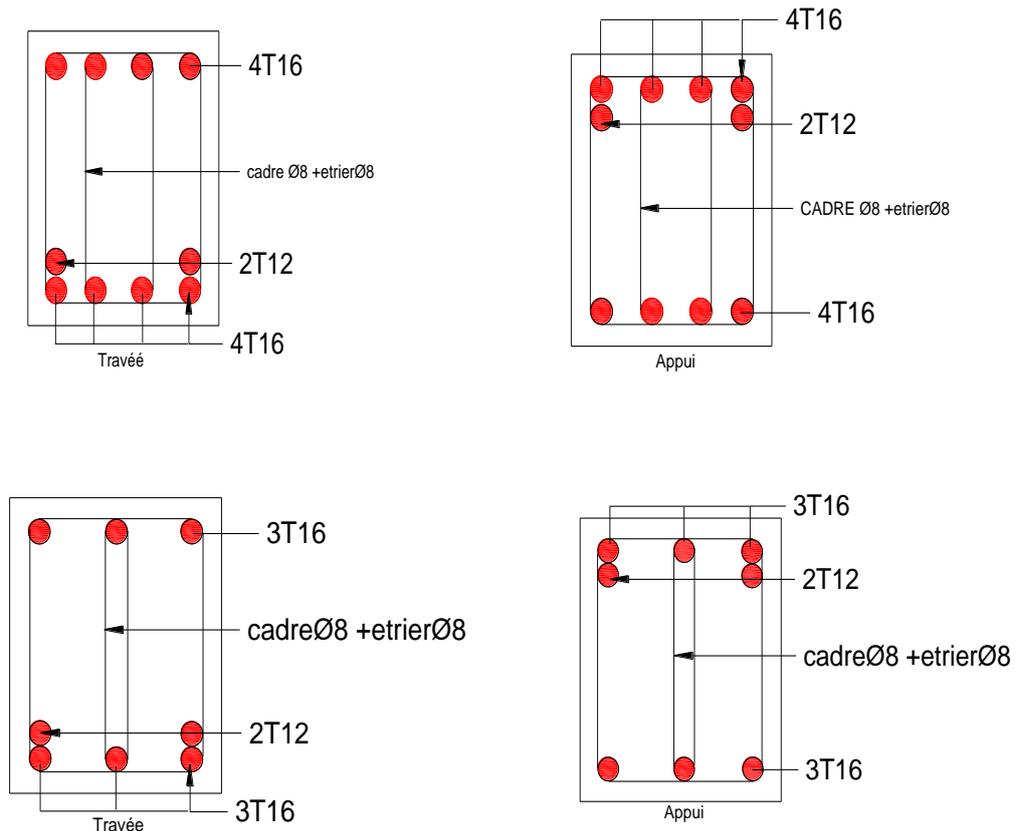


Figure VI.2 :ferrailage de poutre non porteuse RDC et 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

### VI.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

Effort normal.

Effort tranchant

Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec une nature de fissuration jugée peu nuisible. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

Section entièrement comprimée **SEC**.

Section entièrement tendue **SET**.

Section partiellement comprimée **SPC**.

Nous considérons les sollicitations suivantes :

$M_{\max}$  avec  $N$  correspondant

$N_{\max}$  avec  $M$  correspondant

$N_{\min}$  avec  $M$  correspondant

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

**Tableau .VI16 :Tableau des contraintes**

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	$\gamma_b$	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bc} (MPa)$	$\gamma_s$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
<i>Durable</i>	1,5	25	14,16	1,15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1,15	25	18,48	1	400	400

**les combinaisons d'action**

***Selon BAEL91*** : Situations durables

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

***Selon RPA99*** : situations accidentelle

G+Q±E

0,8G±E.

Armatures longitudinales :

***Recommandations de l'RPA99/V2003*** :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

Leur pourcentage minimal est : 0,9% .....zone.III.

Leur pourcentage maximal :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrements

Le diamètre minimum est :  $12mm$

La longueur minimale des recouvrements :  $50\phi_l$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

**Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :**

Ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton =  $b \times h$ . ( $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0,9h$ )

**ferrailage minimum d'après le CBA93**

Ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45.d}{es - 0,185.d} \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

**Tableau.VI.17 : ferrailage RPA99, BAEL91, et CBA93**

ETAGE	SECTIO N	BAEL 91		CBA93	RPA99 V 2003		
		Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone de courante	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
9-12	65x65	8,45	211,25	18,76	38,03	126,75	253,50
6-8	70x70	9,80	245,00	16,31	44,10	147,00	294,00
4-5	75x75	11,25	281,25	17,28	50,63	168,75	337,00

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

1-3	80x80	12,80	320,00	19,31	57,60	192,00	384,00
RDC	85x85	14,45	361,25	21,36	65,03	216,75	433,50

### Exemple de calcul:

#### VI.3.1. Ferrailage longitudinal :

Soient un poteau de (85x85)(cm<sup>2</sup>) sollicité au flexion composée avec :

$$C=C'=3\text{cm.} \quad L=4.08\text{m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 3215,9311\text{kN} \\ M_u = 7,2979\text{KN.m} \\ M_{ser} = 16,9716\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$N_{ser} = 2351,2264\text{KN}$$

$$A_{adop} = \max(A_{cal}, A_{cnf}, A_{minRPA}, A_{minbael})$$

$$\text{Selon BAEL } A_{min} = 14,45\text{cm}^2$$

$$\text{Selon CBA } A_{cnf} = 21,36\text{cm}^2$$

$$\text{Selon RPA } A_{minRPA} = 65,03\text{cm}^2$$

**Les tableaux suivants résumes les résultats trouvés :**

Tableau .VI.18 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.

Combinaison	Etages	12 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> -1 <sup>er</sup>	RDC
	Sections	65x65	70x70	75x75	80x80	85x85
	N <sup>max</sup>	-898,4364	-1607,4717	-2110,4682	-2904,6494	-3215,9311
	M <sup>corr</sup>	28,7134	27,3477	26,2537	28,3662	7,2979
	A <sub>s</sub> sup	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	A <sub>s</sub> inf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N <sup>min</sup>	-103,9993	-727,9903	-1222,7815	-1546,3134	-1960,8353

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

<b>ELU</b>	$M^{corr}$	54,8769	11,5068	11,6322	22,7630	9,3760
	$A_{s\sup}$	1,03	0,00	0,00	0,00	0,00
	$A_{s\inf}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$N^{corre}$	-198,7141	-940,1761	-1544,3020	-1984,7687	-2805,9234
	$M^{max}$	96,8653	82,5822	75,4628	66,4238	23,2458
	$A_{s\sup}$	0	0	0	0	0
	$A_{s\inf}$	1,67	0	0	0	0

Tableau .VI.19 :Ferrailages des poteaux (G+Q±E ).

<b>combinaison</b>	<b>étages</b>	<b>12<sup>ème</sup> /9<sup>ème</sup></b>	<b>8<sup>ème</sup> /6<sup>ème</sup></b>	<b>5<sup>ème</sup> /4<sup>ème</sup></b>	<b>3<sup>ème</sup> /1<sup>er</sup></b>	<b>RDC</b>
	<b>sections</b>	<b>65x65</b>	<b>70x70</b>	<b>75x75</b>	<b>80x80</b>	<b>85x85</b>
<b>G+Q±E</b>	$N^{max}$	-748,1986	-1494,6802	-2373,4598	-4170,6627	-4683,0678
	$M^{corr}$	25,4648	67,6712	197,7736	296,2236	383,5953
	$A_{s\sup}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$A_{s\inf}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$N^{min}$	-4,9899	-298,8847	-327,6624	-908,1236	-1187,2315
	$M^{corr}$	43,2601	39,8110	120,8852	77,4708	26,8302
	$A_{s\sup}$	2,09	0,00	5,29	16,06	18,04
	$A_{s\inf}$	0,00	0,00	0,00	10,04	16,09
	$N^{corr}$	-726,3102	-1049,7827	-1248,0837	-1960,5640	-2190,4714
	$M^{max}$	174,3835	243,9025	288,7879	334,2909	402,2468
	$A_{s\sup}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	$A_{s\inf}$	36,43	0,00	54,83	0,00	0,00

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

Tableau.VI.20:Ferrillages des poteaux (0,8G±E ).

Combinaison	étages	12 <sup>ème</sup> /9 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> /1 <sup>er</sup>	RDC
	sections	65x65	70x70	75x75	80x80	85x85
<b>0,8G±E</b>	<b>N<sup>max</sup></b>	-588,4876	-1205,8642	-2015,7652	-3673,8536	-4156,8251
	<b>M<sup>corr</sup></b>	31,2472	73,0171	194,2211	297,7107	384,4336
	<b>A<sub>s</sub>sup</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>A<sub>s</sub>inf</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>N<sup>min</sup></b>	-41,9979	-40,1986	-377,9039	-1396,9066	-1700,7221
	<b>M<sup>corr</sup></b>	27,9934	97,5825	118,0397	75,0268	28,1228
	<b>A<sub>s</sub>sup</b>	1,93	3,65	10,35	23,00	25,47
	<b>A<sub>s</sub>inf</b>	0,00	0,00	0,51	11,17	23,42
	<b>N<sup>corr</sup></b>	-415,3554	-796,3912	-959,5740	-1569,4776	-1759,6644
	<b>M<sup>max</sup></b>	168,8666	246,8417	292,6627	337,6838	402,7954
	<b>A<sub>s</sub>sup</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>A<sub>s</sub>inf</b>	2,2	0,05	0,00	0,00	0,00

Choix des armatures

Tableau .VI.21 :Choix des Armatures des Poteaux.

<i>Etages</i>	<i>Sections</i>	$A_S^{cal}$	$A_S^{min}$	$A_S^{max}$	$A_S^{max}$	<i>Choix des armatures</i>	$A_S^{adopté}$
	<i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>(Z.C)(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>(Z.R)(cm<sup>2</sup>)</i>		<i>(cm<sup>2</sup>)</i>
12 <sup>ème</sup> /9 <sup>ème</sup>	65x65	36,34	38,03	126,75	253,50	4T25+8T20	39,75
8 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	70x70	54,83	44,10	147,00	294,00	4T25+8T20	57,34

5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	75x75	3,65	50,63	168,75	337,00	4T25+12T20	57,34
3 <sup>ème</sup> /1 <sup>er</sup>	80x80	23,00	57,60	192,00	384,00	12T20+8T25	67,15
RDC	85x85	25,47	65,03	216,75	433,50	12T20+8T25	67,15

**VI.3.2. Armatures transversales :Le rôle des armatures transversales consiste à :**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Maintenir les armatures longitudinales.

**Recommandation du R.P.A version 2003:**

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$ : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

zone III :  $\left\{ \begin{array}{l} t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots\text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_L) \dots\dots\dots\text{zone courante} \end{array} \right.$

$\phi_L$ :Diamètre minimal des armatures longitudinales

Donc on adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 12cm en zone courante.

**La quantité d'armatures transversales minimales**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum=10cm.

Selon le (RPA/V2003) en zone III ;la longueur minimale de recouvrement est de :

$$50\Phi=1m$$

**Exemple de calcul**

**Zone courante:**

$$T=41,4180KN$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 * 3.20}{0.65} = 3.45 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = 0.12 \left( \frac{3.75 * 10 * 41,4180}{0.65 * 400} \right) = 0,72cm^2$$

La section minimale est égale

$$3 < \lambda_g < 5 = 3.45 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.4\% \text{ interpolation (RPA2003).}$$

$$A_{t \min} = 3.12cm^2$$

Soit : **2T16(As= 4.02) cm<sup>2</sup>**

**Zone nodale:**

$$V= 35,2468KN$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 * 3.20}{0.65} = 3.45 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = 0.10 \left( \frac{3.75 * 10 * 41,4180}{0.65 * 400} \right) = 0,60cm^2$$

La section minimale est égale

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

$$3 < \lambda_g < 5 = 3,45 \Rightarrow \frac{At}{St \times b} = 0.4\% \text{ (RPA2003).}$$

$$A_{t \min} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T8 (As= 3.01) cm<sup>2</sup>**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour la zone nodale et la zone de recouvrement sont donnés dans les tableaux suivant :

**Tableau .VI.23 : Armatures transversales (zone courant)**

<b>Etage</b>	<b>T<sub>u</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>b*a</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>τ<sub>u</sub></b> <b>mPa</b>	<b>t'</b> <b>(cm)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>At</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>At<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b> <b>adopter</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>choix</b> <b>des</b> <b>barres</b>
12 <sup>ème</sup> /9 <sup>ème</sup>	41,4180	65x65	0,011	12	3,45	3,75	0,72	3,12	3,14	4T10
8 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	26,2074	70x70	0,059	12	3,20	3,75	0,42	3,36	4,52	4T12
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	18,4837	75x75	0,037	12	2,99	3,75	0,28	3,60	4,52	4T12
3 <sup>ème</sup> /1 <sup>er</sup>	14,1170	80x80	0,025	12	2,80	3,75	0,20	3,84	4,52	4T12
RDC	3,0348	85x85	0,004	12	3,36	3,75	0,04	4,08	4,52	4T12

**Tableau .VI.23 : Armatures transversales (zone nodal)**

<b>Etage</b>	<b>V<sub>u</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>b*a</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>τ<sub>u</sub></b> <b>mPa</b>	<b>t</b> <b>(cm)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>At</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>At<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b> <b>adopter</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>choix</b> <b>des</b> <b>barres</b>
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	41,4180	65x65	0,011	10	3,45	3,75	0,60	2,60	4T10	3,14
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	26,2074	70x70	0,059	10	3,20	3,75	0,35	2,80	4T10	3,14

4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	18,4837	75x75	0,037	10	2,99	3,75	0,23	3,00	4T10	3,14
1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	14,1170	80x80	0,025	10	2,80	3,75	0,17	3,20	4T12	4,52
RDC	3,0348	85x85	0,004	10	3,36	3,75	0,03	3,40	4T12	4,52

**Espacement des armatures transversales :**

**Selon le BAEL 91 Art.A1.3**

$$St \leq \min(15\phi l_{\min}; 40\text{cm}; (a+10)\text{cm})$$

$$St \leq \min(15 \times 1,2; 40\text{cm}; (65+10)\text{cm})$$

$$St=18\text{cm}$$

**Selon le RPA99 version 2003 Art.7.4.2.2**

Le valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi l_{\min}\right) = \min\left(\frac{65}{2}; \frac{65}{2}; 10 \times 1,2\right)$$

$$St \leq \min(32,5; 32,5; 12)$$

**Conclusion :**

On adopte :  $St= 8\text{cm}$  (en zone nodale)

$St= 10\text{cm}$  (en zone courante)

Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

**VI.3.3. Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon BAEL :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon RPA 1999 v 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.24: Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>u RPA</sub> (MPa)	τ <sub>u BAEL</sub> (MPa)	Vérification
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	65x65	41,4180	0,011	3,45	0,040	1	3,25	Ok
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	70x70	26,2074	0,059	3,20	0,040	1	3,25	Ok
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	75x75	18,4837	0,037	2,99	0,040	1	3,25	Ok
1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	80x80	14,1170	0,025	2,80	0,040	1	3,25	Ok
RDC	85x85	3,0348	0,004	3,36	0,040	1	3,25	Ok

**VI.3.4. Vérification à l'ELS (BAEL 91 Art 4.5.2) :**

**VI.3.5. Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X<sub>G</sub> au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent  $\sigma_{sup}$  sur la fibre supérieure et  $\sigma_{inf}$  sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

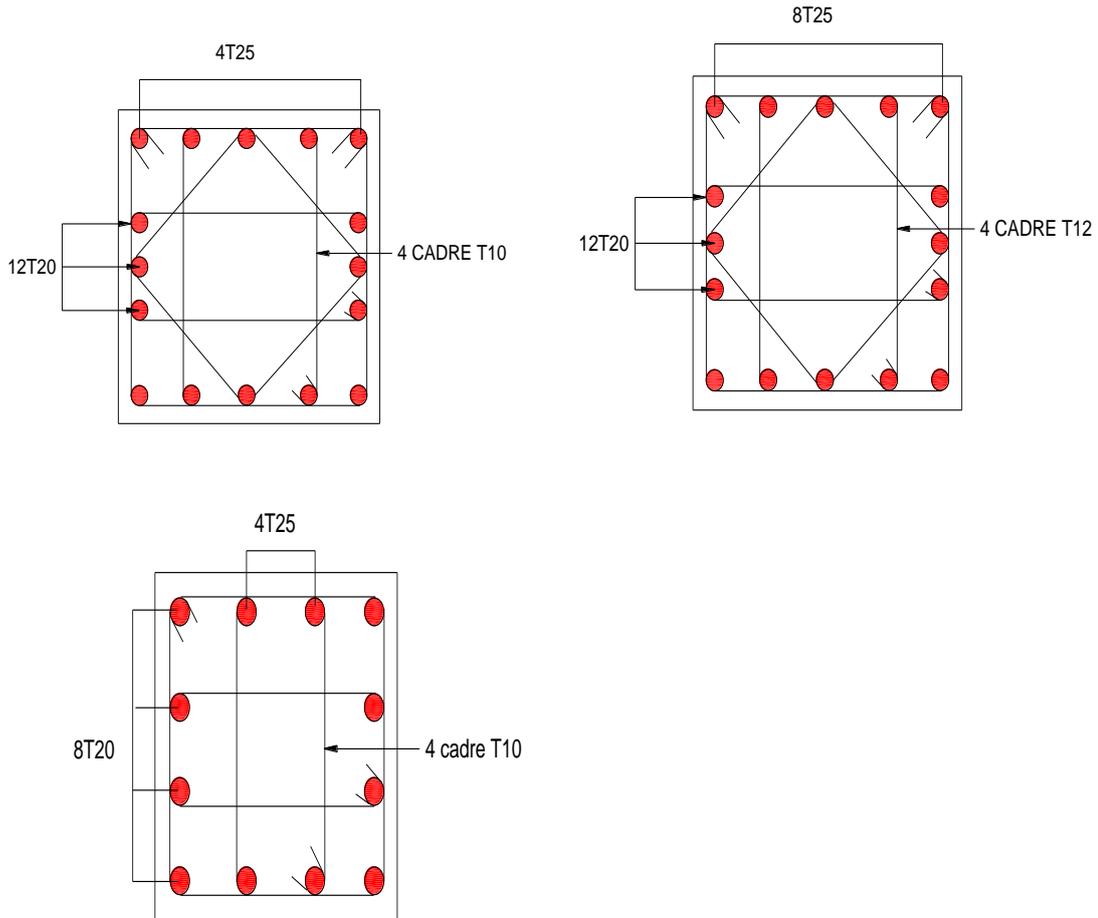
**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée (SPC).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.25 :** vérification de l'état limite de compression

Niveaux	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ <sub>bc</sub> < $\overline{\sigma}$
9 <sup>ème</sup> -12 <sup>ème</sup>	657,2250	70,6314	39,75	3,94	15	Ok
6 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1175,5067	60,1353	57,34	4,38	15	Ok
4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1543,3472	54,9467	57,34	3,88	15	Ok
3 <sup>ème</sup> /1 <sup>er</sup>	2123,2391	48,3657	67,15	3,75	15	Ok
RDC	2351,2264	16,9716	67,15	3,12	15	Ok



**Figure VI.3:** schéma de ferrailage des poteaux RDC à 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> à 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> à 12<sup>ème</sup> étage.

#### VI.4. Ferrailage des voiles :

##### VI.4.1 Introduction

Les sollicitations (M, N, T) engendrées dans les voiles sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)

- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

#### VI.4.2. Règles communes

##### Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée tout en tenant compte des prescriptions exigées par le RPA99/2003, décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimale vaut 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être accrochées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales des voiles doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement est au plus égale à 15 cm. Le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment.

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à 0.15%

En zone courante égale à 0.10%

6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales doivent respecter les exigences imposées aux poteaux.

##### Ferrailage horizontal

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$ .

$\phi$  : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/2003 préconise les règles suivantes :

L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a \quad (a : \text{épaisseur du voile}).$$

$$S \leq 30\text{cm}.$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingle au mètre carré dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposée vers l'extérieur, le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles, à l'exception des zones d'about, ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile .

Les longueurs de recouvrement doivent être de  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges

### **Armatures transversales**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile. Elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingle au nombre d'au moins de quatre par mètre carré.

### **VI.4.3. Exemple de calcul**

Ferrailage du voile Type 1 :

Caractéristiques géométriques :  $L=2.4\text{m}$

Sollicitations combinaison donne par logiciel ETABS:

$$N=562,8236 \text{ kN}; \quad M= 529,8107\text{kN.m}$$

**Determiners I, S, et v:**

$$e=0.2\text{m}$$

$$I=e^3/12 =0,23\text{m}^4$$

$$S= e^3/6=0,48\text{m}$$

$$v= L/2 =1,20\text{m}$$

**Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = 3,9319 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.y}{I} = -1,5868 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 1,71 \text{ m}$$

$$F_t = \frac{L_t * e * \sigma_2}{2} = \frac{171 * 3,9319 * 200}{2} = 672,33 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{F_t}{\sigma'_s} = \frac{672330}{400} = 16,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{tendu}}/\text{face} = 8,40 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales de RPA 99:**

**Dans la zone tendu (d'about) : D'après le RPA 99 V. 2003 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{\text{RPA}} = 0,20\% \cdot b_0 \cdot L_t$$

$b_0$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \times 20 \times 167 = 6,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{face} = 3,34 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

**Selon le BAEL :**

$$A_{\text{min}} = \frac{b \times L_t \times f_{c28}}{f_e} = 20,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} = 10,44 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ adopté} = \max (A_{\text{min RPA}}; A_{\text{I calcul}}; A_{\text{min BAEL}}) = (24,29; 3,34; 10,44).$$

A adoptée = 24,29 cm<sup>2</sup> deux nappes.

**Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

Longueur de la zone d'about :  $(400/10) = 40$  cm Avec  $S_t=10$ cm

Longueur de la zone courante 315 cm Avec  $S_t= 20$ cm.

**Conclusion :**

On adopte comme ferrailage verticale **5T16+520** par nappe sur toute la longueur du voile.

**espacement :**

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30)=30$  cm.

Soit :  $S_t=20$ cm.

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2=10$ cm.

**Ferrailage horizontal :**

D'après le BAEL91 :  $A_h = \frac{Av}{4} - \frac{48,58}{4} = 12,15$  cm<sup>2</sup>.

D'après le RPA :  $A_h \geq 0,15\% \times L_{txe} = 5,01$  cm<sup>2</sup>.

Soit donc : soit 4T20/m de hauteur pour chaque nappe avec  $S_t=20$ cm.

**VI.4.4. Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1,4 V_{cal}/b_0d$

Avec :

V: l'effort tranchant à la base du voile.

-la contrainte limite est :  $\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28}$ . L'article 7.7.2 RPA 99

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

**VI.4.5. Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k = 0$ .

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% : globalement dans la section des voiles.

0,10 % : dans les sections courantes.

### c. Exemple d'application :

Voile Type 1 :  $L = 2,40$  m

$V_{cal} = 19,4387$  kN

$\tau_u = 1,4 V_{cal} / b_0 d$

$\tau_u = (1,4 \times 19,4387 \cdot 10^3) / (850 \times 0,9 \times 20) = 1,50$  MPa

$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5$  MPa  $\exists \tau_u = 1,50$  MPa  $\Rightarrow$  vérifiée.

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min(1,5 a, 30\text{cm})$  (Art 7.7.4.3 RPA99).

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$ .

$A_t \geq (1,50 \times 20 \times 20) / (0,8 \times 400)$

$A_t \geq 1,88\text{cm}^2$

$A_{t \min}(\text{RPA}) = 0,15\% \times b_0 \times L = 5,01 \text{ cm}^2$  (pour les deux faces)

### Choix des barres

$A_s = 12,15 \text{ cm}^2$  /face  $\Rightarrow$  pour la moitié de voile  $A_t = 4T20 = 12,57 \text{ cm}^2$ .

### VI.4.6. Vérification à L'ELS:

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} = 15\text{MPa}$ .

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15A} = 1,74 \text{MPa}$$

Avec :

B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Tapez une équation ici.

**Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé de ferrailage vertical :**

**Voile Type 1 : L=2,40m**

**Tableau .VI.26:** sollicitations pour les voiles de type 1

Niveaux	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>		Tu( KN)
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.M)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	
<b>9<sup>ème</sup>-12</b>	764,1490	165,5644	25,8744	25,2000	529,8107	562,8236	44,1 526
<b>6-8</b>	1036,663 6	288,2151	350,9471	177,1689	751,0751	836,9031	28,7 559
<b>4-5</b>	1169,605 1	403,0987	727,2311	301,3615	926,7770	1108,920 8	20,5 012
<b>1-3</b>	1836,771 8	630,8429	708,7291	569,9133	1891,8632	1387,406 4	25,0 169
<b>RDC</b>	2470,677 0	311,3253	150,2693	528,1423	2552,8268	1549,502 5	15,7 161

**Voile type 2 : L=1,8m**

Tableau .VI.27: sollicitations pour les voiles de type 2

Niveaux	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>	N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>	
---------	---------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------	--

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub>(KN.M)</b>	<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>max</sub>(KN.m)</b>	<b>N<sub>corr</sub>(KN)</b>	<b>Tu(KN)</b>
<b>9<sup>ème</sup>-12</b>	690,7558	60,2984	195,3264	47,0388	276,9045	388,2749	3,93 84
<b>6-8</b>	875,0872	100,1303	72,3005	72,2818	414,7361	611,8123	7,20 37
<b>4-5</b>	1010,946 1	99,8239	339,8256	106,5475	520,4244	749,7291	10,3 800
<b>1-3</b>	1889,994 6	123,5890	143,0154	89,3965	978,1826	1069,373 5	15,2 768
<b>RDC</b>	2893,006 9	149,2837	984,632	70,5188	1600,0450	1256,219 8	18,2 466

**Voile type 3 : L=1,2m**

Tableau .VI.28: sollicitations pour les voiles de type 3

<b>Niveaux</b>	<b>N<sub>max</sub> et M<sub>corr</sub></b>		<b>N<sub>min</sub> et M<sub>corr</sub></b>		<b>M<sub>max</sub> et N<sub>corr</sub></b>		<b>Tu(KN)</b>
	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub>(KN.M)</b>	<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>max</sub>(KN.m)</b>	<b>N<sub>corr</sub>(KN)</b>	
<b>9<sup>ème</sup>-12</b>	329,4662	161,0911	189,9439	121,0253	161,0911	329,4662	54,5 322
<b>6-8</b>	479,1056	218,3906	355,8298	121,6232	218,3906	479,1059	33,7 506
<b>4-5</b>	531,4839	226,3614	410,2837	58,4856	226,3618	531,4839	29,5 967
<b>1-3</b>	621,2681	141,5470	525,5173	200,1988	222,1824	536,7324	29,7 047
<b>RDC</b>	804,9771	328,5564	52,7583	218,8976	423,6970	605,6097	17,1 563

**Voile type 1 : L=2,40m**

Tableau VI.29 : ferrailage verticale de la voile type 1

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

<b>Caracteristiques geometriques</b>	<b>Niveaux</b>	9 <sup>ème</sup> /12 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	RDC
	<b>L(m)</b>	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40
	<b>e(m)</b>	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
	<b>v(m)</b>	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
<b>Sollicitations des calculs</b>	<b>M(KN.m)</b>	529,8107	751,0751	926,7770	1891,8632	2552,826
	<b>N(KN)</b>	562,8236	836,9031	1108,9208	1387,4064	1549,502
	<b>T(KN)</b>	44,1526	28,7559	20,5012	25,0169	15,7161
	<b>σ1(MPa)</b>	3931,98	5923,61	7706,41	12743,88	16524,10
	<b>σ2(MPa)</b>	-1586,88	-2799,13	-3844,84	-6963,02	-10067,8
	<b>Lt(m)</b>	1,71	1,63	1,60	1,55	1,49
	<b>Ft(KN)</b>	672,33	966,01	1233,92	1977,86	2464,32
<b>ferrailage</b>	<b>At(cm<sup>2</sup>)</b>	16,81	24,15	30,85	49,45	61,61
	<b>Astendu(cm<sup>2</sup>)</b>	8,40	12,10	15,43	24,73	30,81
	<b>A<sub>min</sub>RPA(cm<sup>2</sup>)</b>	6,08	6,04	5,52	6,68	6,68
	<b>A<sub>min</sub>RPA/face(cm<sup>2</sup>)</b>	3,04	3,02	2,76	3,34	3,34
	<b>A<sub>min</sub>BAEL(cm<sup>2</sup>)</b>	19,00	18,875	17,25	20,87	20,87
	<b>A<sub>min</sub>BAEL/face(cm<sup>2</sup>)</b>	9,5	9,43	8,62	10,44	10,44
	<b>Achoisi(cm<sup>2</sup>)</b>	9,5	12,10	15,43	24,73	30,81
	<b>A<sub>adop</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	10,05	15,71	15,71	25,76	34,59
	<b>Choix/face</b>	<b>5T16</b>	<b>5T20</b>	<b>5T20</b>	<b>5T20+5T16</b>	<b>5T25+5T16</b>
	<b>St</b>	<b>Zone d'about</b>	10	10	10	10

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

		<b>Zone courant</b>	20	20	20	20	20
	<b>Ah</b>	<b>AhRPA(cm<sup>2</sup>)</b>	4,56	4,53	4,14	5,01	5,01
		<b>AhBAEL(cm<sup>2</sup>)</b> )	2,62	1,86	2,61	3,59	12,15
	<b>Choix par face</b>		<b>4T14</b>	<b>4T14</b>	<b>4T14</b>	<b>4T14</b>	<b>4T20</b>
	<b>St</b>		20	20	20	20	20
	<b>At</b>		4T8	4T8	4T8	4T8	4T8
<b>Vérification</b>	<b>Contrainte de cisaillement</b>	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
		$\tau$ (MPa)	0,163	0,091	0,057	0,061	0,034
	<b>Effort normal à ELS</b>	<b>Nser</b>	516,0881	849,0135	1026,5397	1291,3017	1335,208
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15	15	15	15
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	1,22	1,73	1,82	2,10	1,84

**Voile Type 2 :L=1,80m**

Tableau VI.30 : ferrailage verticle de la voile type 2

<b>Caracteristiques geometriques</b>	<b>Niveaux</b>	9-12	6-8	4-5	1-3	RD C
	<b>L(m)</b>	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
	<b>e(m)</b>	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	<b>v(m)</b>	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
<b>Sollicitations des calculs</b>	<b>M(KN.m)</b>	276,9045	414,7361	520,4244	978,182 6	160 0,04 50

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

	<b>N(KN)</b>	388,2749	611,8123	749,7291	1069,37 53	125 6,21 98
	<b>T(KN)</b>	3,9384	7,2037	10,3800	15,2768	18,2 466
	<b><math>\sigma 1</math>(MPa)</b>	3642,47	5539,63	6901,33	12027,7 3	165 24,1 0
	<b><math>\sigma 2</math>(MPa)</b>	-1586,88	-2794,13	-3844,84	- 6963,02	- 100 67,8 4
	<b>Lt(m)</b>	1,28	1,30	1,29	1,20	1,11
	<b>Ft(KN)</b>	465,72	719,21	889,56	1437,52	203 5,45
<b>ferrailage</b>	<b>At(cm<sup>2</sup>)</b>	11,64	17,98	22,24	35,94	50,8 9
	<b>Astendu(cm<sup>2</sup>)</b>	5,82	8,99	11,12	17,97	25,4 5
	<b>A<sub>min</sub>RPA(cm<sup>2</sup>)</b>	4,20	4,36	4,40	4,60	3,92
	<b>A<sub>min</sub>RPA/face(cm<sup>2</sup>)</b>	2,10	2,18	2,20	2,30	1,96
	<b>A<sub>min</sub>BAEL(cm<sup>2</sup>)</b>	131,25	136,25	137,50	143,75	122, 50
	<b>A<sub>min</sub>BAEL/face(cm<sup>2</sup>)</b>	65,63	68,13	68,75	71,88	61,2 5
	<b>Achoisi(cm<sup>2</sup>)</b>	65,63	68,13	68,75	71,88	61,2 5

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

		<b>A<sub>adop</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	72,45	72,45	72,45	18,10	62,28
		<b>Choix/face</b>	<b>9T20+9T25</b>	<b>9T20+9T25</b>	<b>9T20+9T25</b>	<b>9T20</b>	<b>9T25+9T16</b>
<b>St</b>	<b>Zone d'about</b>		10	10	10	10	10
	<b>Zone courant</b>		20	20	20	20	20
<b>Ah</b>	<b>AhRPA(cm<sup>2</sup>)</b>		4,20	4,36	4,40	4,60	3,92
	<b>AhBAEL(cm<sup>2</sup>)</b>		13,79	9,65	5,68	4,21	2,37
		<b>Choix par face</b>	<b>3T14+3T20</b>	<b>3T16+3T16</b>	<b>3T16</b>	<b>3T14</b>	<b>3T14</b>
		<b>St</b>	20	20	20	20	20
		<b>At</b>	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8
<b>Vérification</b>	<b>Contrainte de cisaillement</b>	<b><math>\bar{\tau}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5	5
		<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	0,015	0,023	0,029	0,037	0,039
	<b>Effort normal à ELS</b>	<b>N<sub>ser</sub></b>	344,6075	579,6747	712,9181	887,2596	972,5449
		<b><math>\bar{\sigma}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15	15

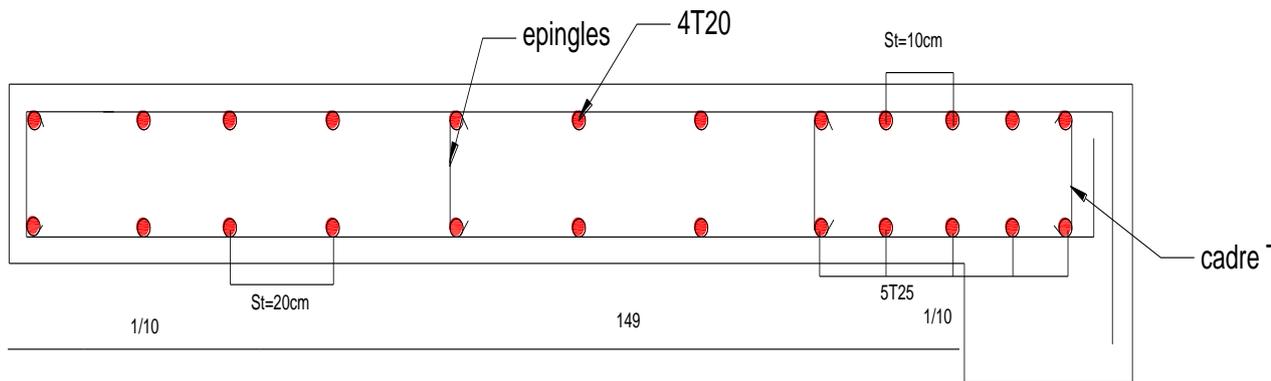
**Voile Type 3 :L=1,20 m**

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

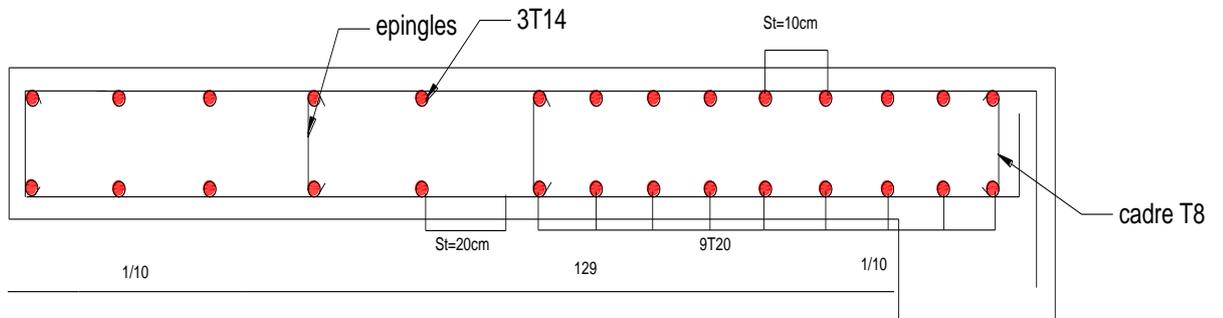
		$\sigma_{bc}$ (M	<b>0,80</b>	<b>1,16</b>	<b>1,24</b>	<b>1,38</b>	<b>1,33</b>
		<b>Pa</b>					

Tableau VI.31 : ferrailage verticale de la voile type 3 :

**Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.4 :** Schéma ferrailage de la voile de type 1



**Figure VI.5 :** Schéma ferrailage de la voile de type 2

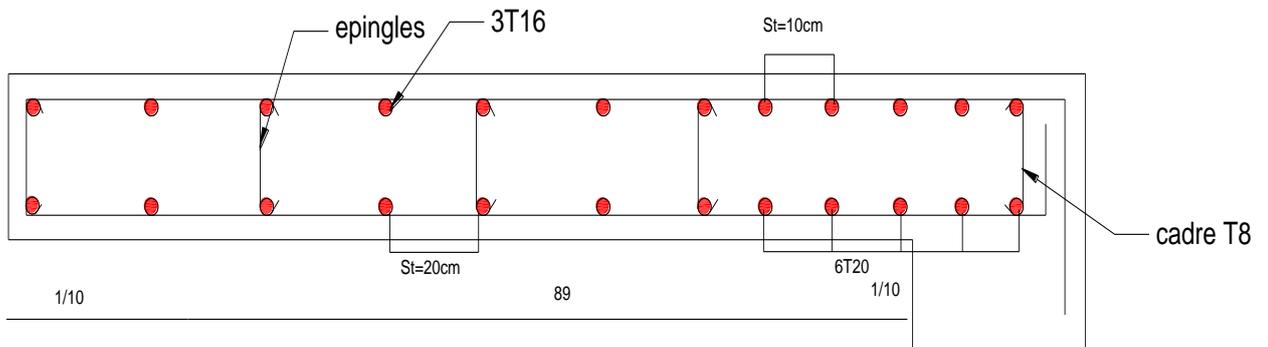
Caracteristiques geometriques	Niveaux	9-12	6-8	4-5	1-3	RDC
	L(m)	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
	e(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	S(m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
	I(m <sup>4</sup> )	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
	v(m)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Sollicitations des calculs	M(KN.m)	161,0911	218,3906	226,3618	222,1824	423,697
	N(KN)	329,4662	479,1059	531,4839	536,7324	605,6097
	T(KN)	54,5322	33,7509	39,5967	29,7047	17,1536
	$\sigma_1$ (MPa)	4728,84	6546,08	6930,39	6865,19	11350,39
	$\sigma_2$ (MPa)	-1983,29	-2553,53	-2501,35	-2392,42	-6303,65
	Lt(m)	0,85	0,86	0,88	0,89	0,77
	Ft(KN)	399,79	565,09	611,09	610,09	875,71
ferrailage	At(cm <sup>2</sup> )	99,99	14,13	15,28	15,27	21,89
	Astendu(cm <sup>2</sup> )	4,99	7,10	7,64	7,63	10,94
	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )	2,68	2,64	2,64	2,64	2,84
	A <sub>min</sub> RPA/face(cm <sup>2</sup> )	1,34	1,32	1,32	1,32	1,42
	A <sub>min</sub> BAEL(cm <sup>2</sup> )	83,75	82,50	82,50	82,50	88,75
	A <sub>min</sub> BAEL/face(cm <sup>2</sup> )	41,87	41,25	41,25	41,25	44,38
	Achoisi(cm <sup>2</sup> )	41,87	41,25	41,25	41,25	44,38
	Aadop(cm <sup>2</sup> )	48,30	41,51	41,51	41,51	48,30

**CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux**

	<b>Choix/face</b>		<b>6T20+6T2</b>	<b>6T16+6T</b>	<b>6T16+6T2</b>	<b>6T16+6T</b>	<b>6T20+6</b>
			<b>5</b>	<b>25</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>T25</b>
	<b>St</b>	<b>Zo ne d'a bo ut</b>	10	10	10	10	10
		<b>Zo ne co ur ant</b>	20	20	20	20	20
	<b>Ah</b>	<b>Ah RP A( cm ²)</b>	2,01	1,98	1,98	1,98	2,13
		<b>Ah BA EL (c m² )</b>	2,63	3,71	4,01	4,08	5,21
	<b>Choix par face</b>		<b>3T14</b>	<b>3T14</b>	<b>3T14</b>	<b>3T14</b>	<b>3T16</b>
	<b>St</b>		20	20	20	20	20
	<b>At</b>		4T8	4T8	4T8	4T8	4T8
<b>vérification</b>	<b>Contrainte de</b>		$\bar{\tau}$ (M Pa	5	5	5	5

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux

	<b>cisaillement</b>	$\tau$ (MPa)	0,20	0,11	0,08	0,07	0,04
	<b>Effort normal à ELS</b>	<b>Nser</b>	188,0150	299,6198	349,9499	422,7671	439,0677
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15	15	15	15
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	0,44	0,60	0,62	0,65	0,60



**Figure VI.4 : Schéma ferrailage de la voile de type 3**



## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

### VII.2. type des fondations :

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

#### **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

Les semelles continues sous mur.

Les semelles continues sous poteaux.

Les semelles isolées.

Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

Les pieux.

Les puits.

**VII.3 Choix de type de fondation :**

**VII.3.1- Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

La Nature de l'ouvrage à fonder.

La nature du terrain et sa résistance.

Profondeur du bon sol.

Le tassement du sol.

facilité d'exécution.

Economie.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

**Remarque :** comme nous avons pas un rapport du sol nous supposons une contrainte admissible de 2,5bars et une profondeur d'ancrage de 3m.

**VII.4 Calcul des fondations :**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  $\sigma_{sol}=2,50$  bar .

$S_{néc}$  : Surface de la fondation.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation  $N_{ser}=55253,0791\text{KN}$

**Remarque :** Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel

va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

#### VII.4.1.Semelles isolés

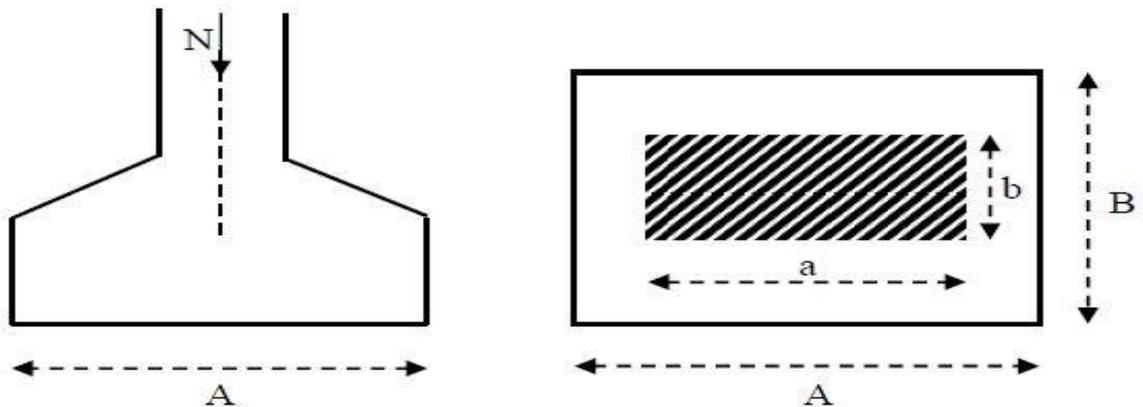
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $NS_{max}$  qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k=1 \rightarrow A=B \text{ (poteau carré)}$$

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{SOL}}} = 14,87\text{cm}^2$$



**Figure .VII.1 :** représentation de la semelle isolée

$$B_{max}=14,87\text{cm}$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on passe aux semelles filantes.

**VI.4.2.semelles filantes :**

**Hypothèses de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**Vérification de la semelle filante**

Pour la vérification nous allons choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus défavorable.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_i}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_i}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N_i}{\sigma_{sol} \times L}$$

Ni: L'effort normal provenant du Poteau « i ».

$$N_1 = 2546,5 \text{KN}$$

$$N_2 = 3202,5 \text{KN}$$

$$N_3 = 2986,5 \text{KN}$$

$$\sum_{i=1}^3 N_i = 8735,8 \text{KN}$$

$$B \geq \frac{8735,80}{250 \times 9,5} = 3,67 \text{m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,67m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, nous allons opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

**VI.4.3. Radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

Rigide en son plan horizontal ;

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;

Facilite le coffrage ;

Rapidité d'exécution ;

#### VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier :

**Selon la condition forfaitaire :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur du radier

$L_{max}$  : portée maximale

$$L_{max} = 5,5 \text{ m}$$

On opte  $h_d = 50 \text{ cm}$

**Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

**Avec :**

E : module de déformation longitudinale diffère  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_c} = 10818,86 \text{ MPa}$

K: Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen

$a = 0,85$ : Largeur de poteau.

I: Inertie de la section du radier.

$L_{max}$  : distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5,5^4}{\pi^4 \times 10818,86}} = 1,19m$$

On prend:  $h_n=1,5m$

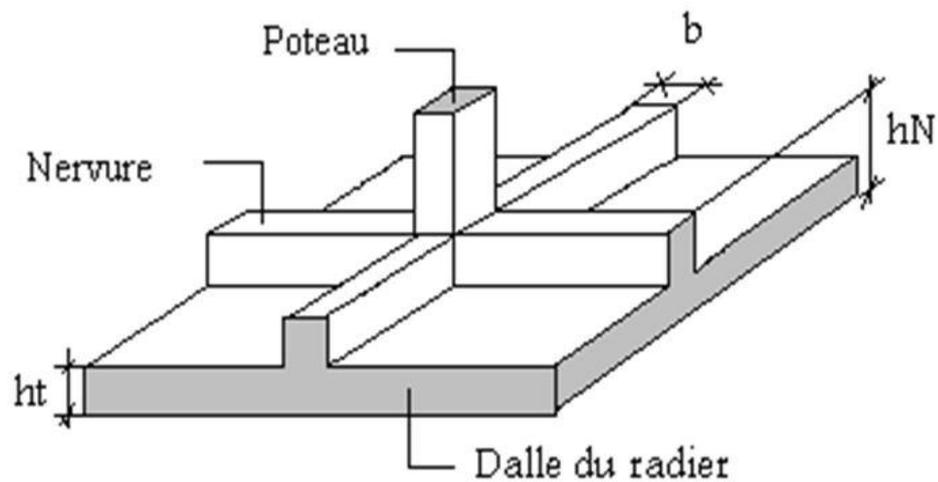
**Dalle flottante:**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{ht}{L_{max}} \leq \frac{1}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$L_{max}=5,5m$

$$\frac{550}{50} \leq ht \leq \frac{550}{40} = 11cm \leq ht \leq 13,75cm$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 10cm



**Figure .VI.1** : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier

( hauteur de la nervure)  $h_n=$

(largeur de la nervure)  $b_n=85cm$

(épaisseur du radier)  $hd=50cm$

(dalle flottante)  $h_t=10cm$

**VII.4.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

**Surface nécessaires :**

**Tableau.VII.1.** charges et surcharge et combinaisons d'actions

combinaisons	G	Q	G+Q	1,35G+1,5Q
	49226,0291	6027,05	55253,0791	75495,7143

$$S_{nec} \geq \frac{N^*}{\sigma_{sol.adm}} = \frac{\sum (1.1G + Q)}{\sigma_{sol.adm}} = \frac{(1.1 \times 49226,0291 + 6027,05)}{250} = 240,702m^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{batiment}} = \frac{240,702}{309,985} = 0,7764 (77,64\%)$$

La surface nécessaire pour la fondation est de **77,64%** de la surface d'emprise du bâtiment.

**La surface reprise par le radier :**

$$\frac{N_u}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

Les effort normaux sont tirés à partir du logiciel ETABS.

On à Nu= 75495,7143KN

$$\sigma_{sol} = 2.5bars = 250KN / m^2$$

La surface du radier sera déterminée en vérifiant la condition suivant :

$$\text{Donc } S \geq \frac{75495,7143}{250} = 301,9828m^2$$

On a une surface du radier: **S<sub>rad</sub>= 301,9828 m<sup>2</sup>**

La surface de la structure est : **S<sub>str</sub>=309,985m<sup>2</sup>**

On remarque que ( $S_{str} > S_{rad}$ ), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier.

Le BAEL91, nous impose un débord minimal de largeur  $L_d$  qui sera calculé comme suite :

$$L_d = \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right); L_d = \max\left(\frac{150}{2}; 30\text{cm}\right) = 75\text{cm}$$

On opte pour un débord de largeur  $L_d = 50\text{cm}$

$$S_d = (3,60 + 3,45 + 3,20 + 3,60 + 3,45 + 3,20 + 3,60 + 5,5 + 4 + 2,35) \times 0,50 = 17,975\text{m}^2$$

$$S_{rad} = S_{str} + S_d = 309,985 + 17,975 = 327,96\text{m}^2$$

D'où :  $S_{rad} = 327,96\text{m}^2$

#### **VII.4.3.4.détermination des efforts :**

**charge permanente :**

$$G_{bat} = 49226,0291$$

$G_{radier} =$  poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

Poids du tablier =  $S_{rad} \times h_{tablier} \times$  poids volumique du béton

$$\text{Poids du tablier} = 327,96 \times 0,25 \times 25 = 2049,75\text{KN}$$

Poids des nervures sens xx = [longueur des nervures  $\times b_n \times (h_n - h_t)$ ]  $\times$  poids volumique du béton =  $[(4,75 \times 0,5) \times (1,50 - 0,25)] \times 25 = 74,2187\text{KN}$

Poids du remblai =  $S_{rad} \times (h_n - h_{tab} - h_t)$  - volume des nervures

$$\text{Poids du remblai} = (327,96 \times (1,5 - 0,25 - 0,10)) - [(4,75 \times 0,50) \times (1,5 - (0,25 + 0,10))] \times 17 = 330,723\text{KN}$$

Poids de la dalle flottante =  $[(S_{bat} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t] \times 25$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = [(309,985 \times 0,10) - (4,75 \times 0,85 \times 0,10)] \times 25 = 764,869\text{KN}$$

$$G_{rad} = 2049,75 + 330,723 + 764,869 + 74,2187 = 3219,5607\text{KN}$$

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 3219,5607 + 49226,0291 = 52445,5898\text{KN}$$

**charge d'exploitation :**

$$Q_{rad} = 1,5 \times S_{rad} = 1,5 \times 327,96 = 491,94\text{KN}$$

$$Q_t = Q_{rad} + Q_{bat} = 491,94 + 6027,05 = 6518,99\text{KN}$$

**Combinassions d'actions :**

**ELU :  $N_u$  :**  $1,35 \times 52445,5898 + 1,5 \times 6518,99 = 80580,0447 \text{KN}$

**ELS :  $N_s$  :**  $52445,5898 + 6518,99 = 58964,5798 \text{KN}$

**VII.5.Vérifications du radier**

**VII.5.1.Vérifications de la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art.5.1)**

$$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,15}{\gamma b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right)$$

$b=1\text{m}$  ;  $d=0,9\text{h}=0,45\text{m}$  ;  $\gamma b = 1,5$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\max}}{2}$$

$$T_u = \frac{80580,0447 \times 1}{327,96} \times \frac{5,5}{2} = 675,677 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{675,677}{1 \times 0,45} = 1,50 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{MPa}$$

condition vérifiée.

**VII.5.2.Vérification à l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 327,96 \times 10 \times 3 = 14758,20 \text{KN}$$

G: poids total à la base du radier ;

Z : profondeur de l'infrastructure (Z=3m) ;

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ) ;

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ )

$$G = 52445,5898 \text{KN} \geq 14758,20 \text{KN}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas le risque de soulèvement de la structure.

**VII.5.3.Vérification au poinçonnement : BAEL Art.5.2.42**

Le poinçonnement se fait par l'expulsion d'un bloc de béton en forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile ou poteau le plus sollicité à l'ELU.

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

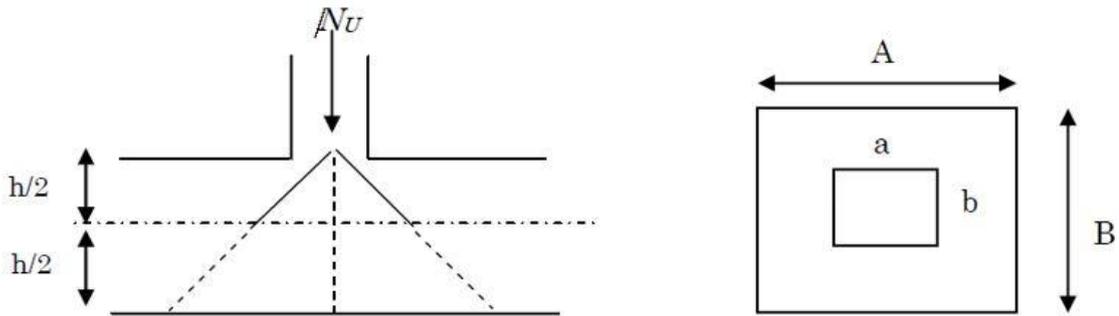


Figure.VII.2:Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

Avec :

\_: Charge revenant plus chargé.

\_: Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu C = 2(a + b + 2hr)$

**Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec  $e=15\text{cm}$ .

$$\mu C = 2 \times (0.15 + 2.4 + (2 \times 1,50)) = 11,1\text{m}$$

$$N_u = 1329,0988\text{KN} \leq 0.045 \times \mu C \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 12487,50\text{KN (C.V)}$$

**Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu C = 2(0.85 + 0.85 + (2 \times 1,50)) = 9,4\text{m}$$

$$N_u = 3215,9311\text{KN} \leq 0.045 \times \mu C \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 10575\text{KN (C.V)}$$

La condition est Vérifiée, donc pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

#### VII.5.4. Vérification des contraintes du sol :

Il faut que l'équation suivante se vérifie :

$$W/S < \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

W : poids total de la structure → W=49226,0291 kN

S : surface du radier → S=327,96 m<sup>2</sup>

Avec:

$$\frac{W}{S_{rad}} = \frac{49226,0291}{327,96} = 150,0976 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

**Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage.**

**VII.5.5. Vérification de la stabilité du radier :**

**D'après le RPA99 version 2003 (Art.10.1.5) le radier reste stable si :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales}$$

Tableau.VII.2. vérification de la stabilité

	Sens x-x	Sens Y-Y
N(KN)	39380,8233	39380,8233
M(KN.m)	390590,916	478298,00
e	0,101	0,082
L/4	6,1875	3,1375
condition	vérifiée	vérifiée

La condition est vérifiée, donc la structure est stable dans les deux sens.

**Les moments d'inertie suivants les deux sens :**

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 154027,8669 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 78261,1227 \text{ m}^4$$

**Les centres des gravites**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

**Tableau.VII.3.** centre de gravité du radier et de la structure

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite de la structure
X <sub>G</sub>	12,60	12,0327

Y <sub>G</sub>	6,525	6,7685
----------------	-------	--------

Vérification au non soulèvement de la fondation :

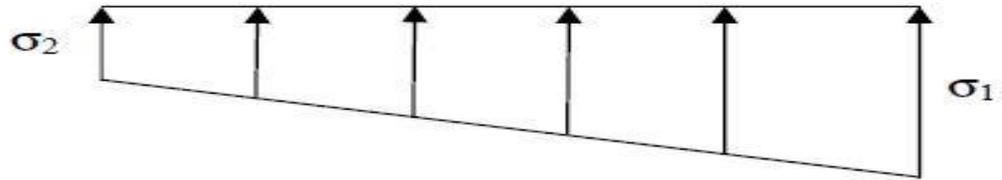


Figure VII.3 : diagramme des contraintes

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I};$$

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \times h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel )

$$M_{0x} = 502166,4357 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 3837,2540 \text{ KN}$$

$$M_x = 502166,4357 + 3837,254 \times 3 = 506026,6897 \text{ KN m}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 760967,00 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 4060,6945 \text{ KN}$$

$$M_y = 760967 + 4060,6945 \times 3 = 765030,6945 \text{ KN m}$$

Avec :

M<sub>j</sub>(K=0) : Moment sismique à la base de la structure ;

T<sub>j</sub>(K=0) : Effort tranchant à la base de la structure ;

h = 3.00m : Profondeur de l'infrastructure.

à l'ELU

Tableau.VII.4. les moments à l'ELU

	I(m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	154027,8669	80850,0447	506026,6897	327,96
<b>Y-Y</b>	78261,1227	80850,0447	765030,6945	327,96

à l'ELS

Tableau.VII.5.les moments à l'ELS

	I(m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	154027,8669	58964,5798	506026,6897	327,96
Y-Y	78261,1227	58964,5798	765030,6945	327,96

$\sigma_1$ (KN/m<sup>2</sup>)       $\sigma_2$ (KN/m<sup>2</sup>)       $\sigma_m$ (KN/m<sup>2</sup>)       $\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m<sup>2</sup>)

Tableau.VII.6. vérification ou non soulèvement de la fondation

	Sens	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$1,33\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	condition
<b>ELU</b>	X-X	287,095	204,306	266,3978	332,50	vérifiée
	Y-Y	308,28	122,53	307,285	332,50	vérifiée
<b>ELS</b>	Sens	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	condition
	X-X	201,23	158,36	190,545	250	vérifiée
	Y-Y	243,576	116,007	211,6837	250	vérifiée

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc y a pas des risque de soulèvement .

#### VII.5.6.Ferraillage du radier :

**VII.5.4.1.Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ )

**VII.5.4.2.Méthodes de calcul :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est negligible.

$$M_{ox} = \frac{qu x l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexion interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

avec ( $L_x < L_y$ )

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau :**

$$L_x=3,60\text{m} ; L_y=5,50\text{m} ;$$

$$\rho = \frac{3,60}{5,50}=0,65$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons la contrainte maximale  $\sigma m^{\max}$

La contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$L'ELU : \sigma m^{\max}=307,2850\text{KN}$$

$$q_{um}=(\sigma m^{\max} \cdot \frac{Grad}{Srad}) \times 1\text{m}=(307,2850 - \frac{3219,5607}{327,96})=297,4631\text{KN/ml}$$

$$L'ELS: \sigma m^{\max}=211,6837\text{KN}$$

$$q_{sm}=(\sigma m^{\max} - \frac{Grad}{Srad})=(211,6837 - \frac{3219,5607}{327,96})=201,8668\text{KN/ml}$$

### Calcul des moments:

$$q_{um}=297,4631\text{KN/ml}$$

$$q_{ser}=201,8668\text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{3,60}{5,50}=0,65 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x=0,0751 \\ \mu_y=0,3613 \end{array} \right.$$

### à l'ELU

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{um} \times l_x^2 = 0,0751 \times 297,4631 \times 3,6^2 = 289,5196\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,3613 \times 289,5196 = 104,6034\text{KN.m}$$

### à l'ELS :

$$\rho = \frac{3,60}{5,50}=0,65 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x=0,0805 \\ \mu_y=0,5235 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0805 \times 201,8668 \times 3,6^2 = 210,6035\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,5235 \times 210,6035 = 110,2509\text{KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

Exemple de calcul :

Aux appuis :

$$M_{ax}=0,3 \times M_{ox}=0,3 \times 289,5196=86,8559 \text{KN.m}$$

b=100cm; h=50cm; d=45cm;  $f_{bc}=14,17 \text{Mpa}$ ;  $\sigma_s=348 \text{MPa}$ ; FeE400Mpa;  $f_{tj}=2,1 \text{Mpa}$ ;

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{86,8559 \cdot 10^6}{1000 \times 450^2 \times 14,17} = 0,0302 < \mu_R = 0,392 \text{ (organigramme de la flexion simple)}$$

La section est simplement armée  $A_s' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0302}) = 0,0383$$

$$Z = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,0383) = 44,3106 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{86,8559 \cdot 10^6}{443,106 \times 348} = 5,63 \text{cm}^2$$

**Tableau.VII.7 : Ferrailage des panneaux du radier**

	sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{\text{ado}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
travée	X-X	246,0917	0,0858	0,1122	42,9804	16,45	6T20	18,85	20
	Y-Y	88,9129	0,0310	0,0393	44,2906	5,76	2T20	6,79	20
appui	X-X	86,8559	0,0302	0,0383	44,3016	5,63	2T20	6,79	20
	Y-Y	31,3810	0,0109	0,0137	44,7534	2,01	2T12	2,26	20

**VII.5.4.3. Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{cm}^2$$

La condition de non fragilité est non vérifiée pour l'appui dans le sens y-y, donc

$$A_s = A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$$

Pour l'appui dans le sens y-y.

Tableau.VII.8. choix d'armature (correction)

	sens	As(cm <sup>2</sup> )	choix	As <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	16,45	6T20	18,85
	Y-Y	5,76	2T20	6,28
appui	X-X	5,63	2T20	6,28
	Y-Y	5,43	2T20	6,28

**Espacement des armatures :**

**Sens x-x :**

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h = 150 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h = 200 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art.51.21) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ (Art.5.1,1) p51}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{297,4631 \times 3,60 \times 5,50}{2 \times 5,50 + 3,60} = 403,4088 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{403,4088 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 0,8964 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8964 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### VII.5.4.4. Versification à l'ELS

Béton :

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

**Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(2.f_e/3, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}) = 201.63 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (d - c') - \eta A_s (d - y) = 0 \dots \dots \dots \text{Avec : } \eta = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A'_s (d - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

**Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant.**

**Tableau .VII.9 : Vérification des contraintes**

	Sen s	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	179,0129	18,85	17,55	366108,20	8,58	15	201,33	201,63	vérifiée
	y-y	93,7133	6,28	13,67	169957,48	5,12		176,47		vérifiée
Appui	x-x	63,1811	6,28	13,49	165679,10	5,14	15	181,76	201,63	vérifiée
	y-y	33,0753	6,28	13,22	159276,53	2,76		98,99		vérifiée

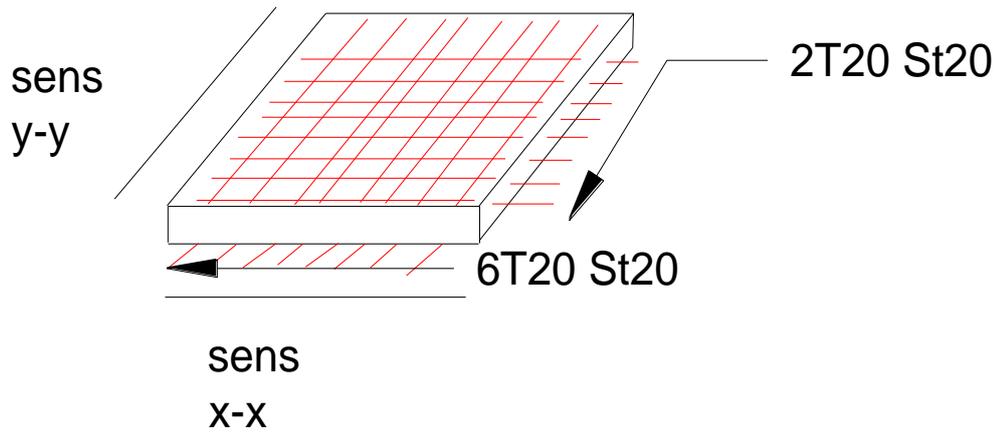


Figure VII.4. Schema Ferrailage de radier

**VII.6.Ferrailage des nervures :**

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.on à un seul type en deux sens:

$b_0 = 85\text{cm}$ ;  $h = h_N = 150\text{cm}$ ;  $h_r = 50\text{cm}$ ;  $d = 135\text{cm}$

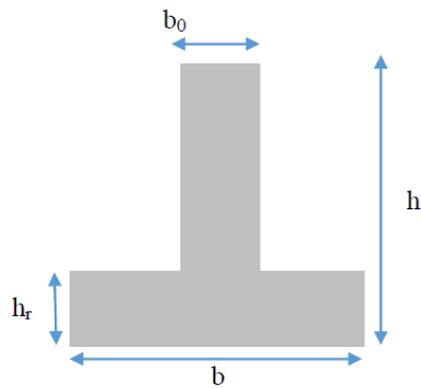


Figure.VII.5. section a ferrailer

**Calcul de b:**

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

D'ou:

$L_x = 3,60\text{m}$  ;  $L_x(\text{min}) = L_y(\text{min}) = 2,35\text{m}$

$$b \leq 1,32m$$

Nous optons pour  $b \leq 150cm$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec :  $q = 297,4631 kN/ml$  ;  $L = 5,5 m$

Sens x-x

$$M_0 = \frac{297,4631 \times 5,5^2}{8} = 1124,7823 KN.m$$

$$M^{max}(travée) = 0.85 \times 1124,7823 = 956,0649 KN.m$$

$$M^{max}(appui) = 0.3 \times 1124,7823 = 337,4347 KN.m$$

Sens y-y

$$M_0 = \frac{297,4631 \times 3,60^2}{8} = 481,890 KN.m$$

$$M^{max}(travée) = 0.85 \times 481,890 = 409,6065 KN.m$$

$$M^{max}(appui) = 0.3 \times 481,890 = 144,5671 KN.m$$

**Calcul de moment de table :**

$$M_t = b \cdot h_r \cdot f_{bc} \cdot (d - \frac{h_r}{2}) = 4,5135 KN.m$$

$M_t > M^{max}(travée)$ .....l'axe neutre et dans la table, le calcul fait en flexion simple avec une section étaié rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ ).

**Sens (x-x) :**

$$L = 3,60m \quad ; \quad q = 297,6031 kN/ml \rightarrow M_0 = 1124,7823 kN/ml$$

**Tableau .VII.10:** Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	956,0649	0,0246	0,0311	133,3206	20,60	8T20	25,13
Appuis	337,4347	0,0087	0,0109	134,4114	7,21	4T16	8,04

**Sens (y-y) :**

$L=6.60m$  ;  $P =302.87kN/ml \rightarrow M_0 =1649.13 kN/ml$

**Tableau .VII.11** : Ferrailage des nervures sens (y-y)

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	409,6065	0,0105	0,0131	134,2926	8,76	6T14	9,24
Appuis	144,5671	0,0037	0,0046	134,7516	3,06	2T16	4,02

**VII.6.1 Vérifications à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 24,45cm^2 \geq A_s$  .....condition non vérifiée

Tableau.VII.12 : choix d'armature (correction)

	sens	$A_s(cm^2)$	choix	$A_s^{ado}(cm^2)$
Travée	X-X	24,45	8T20	25,13
	Y-Y	24,45	8T20	25,13
appui	X-X	24,45	8T20	25,13
	Y-Y	24,45	8T20	25,13

**Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b0d}$

avec  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{297,4631 * 5,50}{2} = 818,0232 \text{ kN}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{818,0232.10^3}{850 \times 1350} = 0.71MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ .....C.V

**Armatures transversales :**

**BAEL 91 modifié 99 (1) :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,355\text{MPa}$$

**RPA99 version 2003 [2] :**

$$* A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonecourante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi \quad \text{max} = 10\text{mm}$$

Avec :

$\phi_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$ : diamètre minimum des armatures transversales

$f_c = 400\text{MPa}$  ;  $\tau_u = 0,71\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$  ;  $b = 85\text{cm}$  ;  $d = 135\text{cm}$

**-Espacement des armatures transversales**

**Tableau.VII.14:** Espacement des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 [cm]	S <sub>t</sub> BAEL91 [cm]	S <sub>t</sub> choisit [cm]
Nervure	85x150	Courante	75	40	20
		Nodale	40		15

Tableau .VII.15 : Choix des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> [cm]	Ø <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
Nervure	85×150	Courante	20	8	5,10	6,16	4T16
		Nodale	15		3,825	6,16	4T16

**-Justification des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \{ \tau_u ; 0,4 \text{MPa} \} = 0,40 \text{MPa}$$

-Zone courante 1.29MPa > 0.40 MPa ..... Vérifié.

- Zone nodale 1.72 MPa > 0.40 MPa ..... Vérifié.

**VII.6.2.Vérification à l'ELS :**

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec : q=201,8668kN/ml ; L=5,5 m

Sens x-x

$$M_0 = \frac{201,8668 \times 5,5^2}{8} = 763,3088 \text{KN.m}$$

$$M^{\max}(\text{travée}) = 0,85 \times 763,3088 = 648,8125 \text{KN.m}$$

$$M^{\max}(\text{appui}) = 0,3 \times 763,3088 = 228,9926 \text{KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0 = \frac{201,8668 \times 3,60^2}{8} = 327,0242 \text{N.m}$$

$$M^{\max}(\text{travée}) = 0,85 \times 327,0242 = 277,9706 \text{KN.m}$$

$$M^{\max}(\text{appui}) = 0,3 \times 327,0242 = 98,1073 \text{KN.m}$$

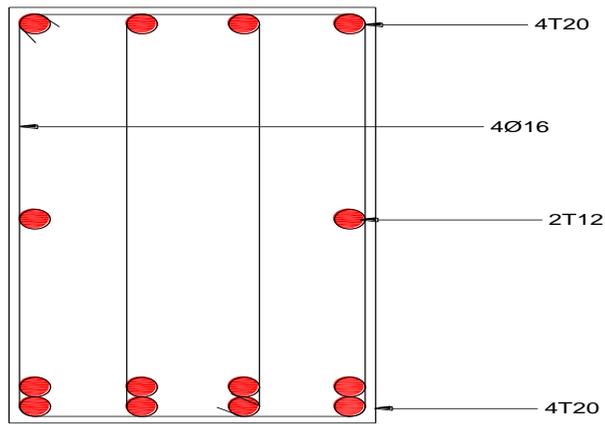
Tableau .VII.13 : Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (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)	Vérification
Travée	x-x	648,81 24	25,13	28,18	$1,988 \cdot 10^{13}$	$9,19 \cdot 10^{-7}$	15	$5,22 \cdot 10^{-7}$	201.63	Vérifié
	y-y	277,97 06	25,13	28,18	$1,988 \cdot 10^{13}$	$3,94 \cdot 10^{-9}$		$2,24 \cdot 10^{-7}$		Vérifié
Appui	x-x	228,99 26	25,13	28,18	$1,988 \cdot 10^{13}$	$3,24 \cdot 10^{-9}$		$1,84 \cdot 10^{-7}$		Vérifié
	y-y	98,107 3	25,13	28,18	$1,988 \cdot 10^{13}$	$1,339 \cdot 10^{-9}$		$7,91 \cdot 10^{-9}$		Vérifié

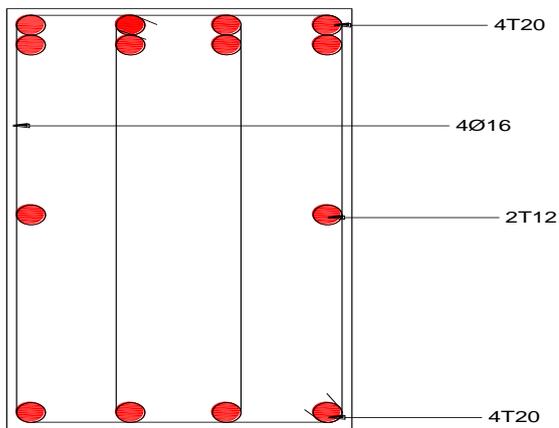
**Conclusion :**

Les contraintes de béton et d'acier sont vérifiées pour les travées et en appuis.

**Schéma de ferrailage**



Nervure sur appui



Nervure sur travée

Figure VII.6: ferrailage de la nervure

**VII.7. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 0.50m$  et  $h_r=0.50m$ .

Son ferrailage sera la continuité du ferrailage du radier.

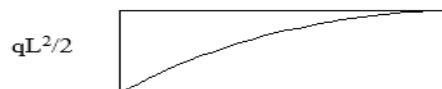
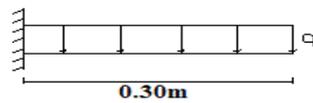


Figure. VII.7 : Diagramme de moment fléchissant

**Sollicitation maximal :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = 297,4631 \text{ kN/ml} \Rightarrow M_u = 37,1828 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_{ser} = 201,8668 \text{ kN/ml} \Rightarrow M_{ser} = 25,2333 \text{ kN.m}$$

**VII.7.1. Calcul de ferrailage**

$q_u = 297,4631 \text{ kN/ml}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $h = 150 \text{ cm}$ ;  $d = 135 \text{ cm}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$ .  
 $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

D'après l'organigramme de flexion simple (annexe)

**Tableau.VII.16 : Ferrailage des débords**

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
37,1828	0,00096	$1,2 \cdot 10^{-3}$	134,9892	0,79+

**VII.7.2 : Vérification à l'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = A_{s min} = 5,43 \text{ cm}^2$

**Pour les armatures transversales et longitudinales.**

$$A_s^{choisit} = 7T10 = 5,50 \text{ cm}^2, \text{ esp} = 7.5 \text{ cm}.$$

Remarque :

Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

**VII.8. La dalle flottante :**

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.

Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

### **Mise en oeuvre**

La mise en oeuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

La préparation du sol.

La mise en place de terre pleine.

L'exécution du dallage.

#### **1- Préparation du sol**

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

Décapage.

Nivellement.

Compactage.

Drainage.

#### **2- Mise en place de terre pleine**

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage.

Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm. On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

### 3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de (20 x 20) cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.

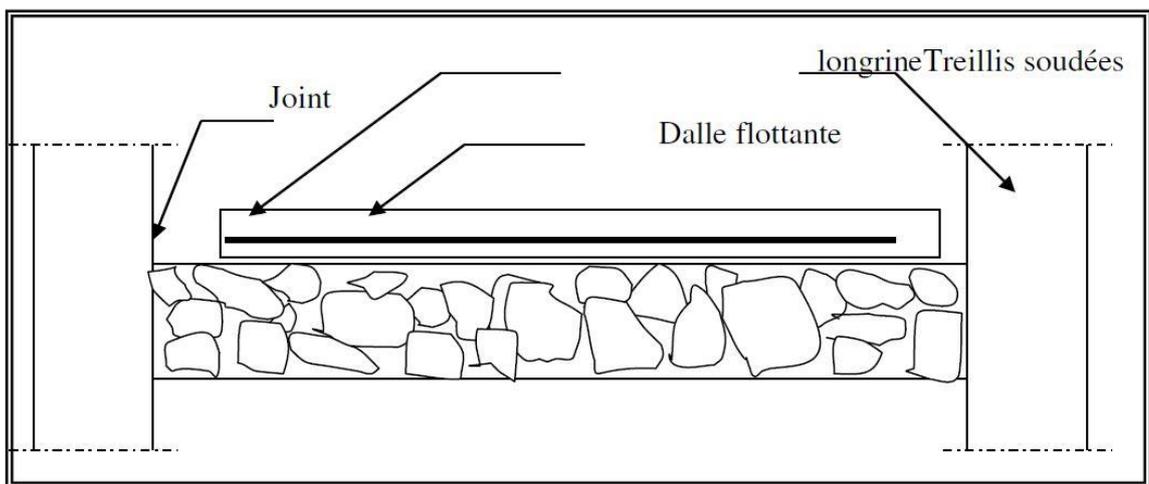


Figure VII.8 : schéma de ferrailage de la dalle flottante.

#### VII.8.1 :Longrines :

D'après les règlement RPA99 (art 10.1.1)

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à :  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau

10.1) Site 3 ; zone III  $\alpha = 10$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : 25 cm  $\times$  30 cm (site3) .Soit : B = (30  $\times$ 30) cm<sup>2</sup>.

### 1-Calcul des armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{F_u}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2286,9787}{10} = 228,6978 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_s = \frac{228,6978 \times 1000}{348 \times 100} = 6,57 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage minimal:** D'après le RPA99

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s ; A_{\min}) = 6,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

### VII.8.2: Vérification à l'ELS :

$$F_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\alpha} = \frac{1812,4994}{10} = 181,2499 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

La fissuration est préjudiciable donc :  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{f_{\text{ser}}}{A} = \frac{181249}{900} = 201,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 2-Les armatures transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\phi 6$  (*fissuration est préjudiciable*).

**L'espacement :** Selon RPA99

$$S_t = \min (20 \text{ cm}; 15\phi 1);$$

$$S_t = \min (20 \text{ cm}; 21)$$

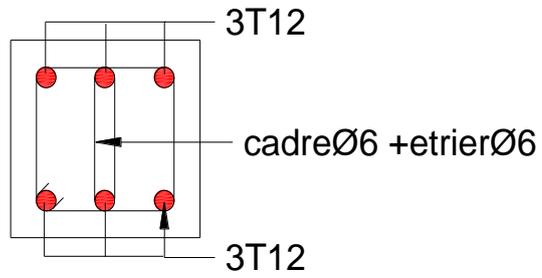
Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

**Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 12 \times 30 = 1,08 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$



**Figure VII.9** : Schéma de ferrailage longrine.

## Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part, d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le secteur de la construction et d'approfondir nos connaissances déjà acquises au cours de notre programme sur la réglementation en vigueur.

De plus, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont:

- La bonne disposition des voiles dépend de plusieurs facteurs en particulier; contraintes architectural.
- La modélisation prenant en compte les éléments secondaires fait en sorte que la rigidité du la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et cisaillement aux poteaux et aux portiques. Cela a donné lieu à sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un renforcement avec le minimum de la RPA a été imposé.
- Les sections des colonnes choisies dans le chapitre de pré-dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction des voiles de portail.
- Vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixte est décisif pour le dimensionnement des éléments structurels.
- garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du deuxième ordre (effet P-delta).
- pour éviter le risque de cisaillement de poteaux courts; ceux-ci ont été mis au rebut conformément aux exigences de la RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation de joints à rotule en plastique au niveau des poteaux avant les poutres, il est impératif de vérifier les moments résistants au niveau des zones Nodal.
- Le radier est le type de fondation choisi, tenant compte la surface nécessaire pour la fondation est de 77,64% de la surface d'emprise du bâtiment. Ce rapport nous conduit de choisir le type de fondation que doit assurer une bonne répartition des charges sous le sol pour la solution d'éviter le tassement différentiel.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qui peut être réalisé en jouant choix du tronçon de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respecter les sections minimales requises par la réglementation en vigueur.

## BIBLIOGRAPHIE

### Les livres:

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de fin d'études.

### Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
- BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
- Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)
- DTR.C.2-47(règlement neige et vent/version 2013).

### Livres :

Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

### Cours :

- Cours béton arme de cycle licence LMD
- Résistance des matériaux de cycle Licence LMD
- Béton armé de master 1
- Dynamique des structures de Master 1
- Cours de béton arme de master 2

### Thèses :

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

### Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2018** (Dessin)
- **ETABS V13** "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" (Analyse des structures).
- **OFFICE 2013** (Traitement de texte, calcul...etc)
- **SOCOTEC**

# Annexes

Annexes 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

### Annexes 2 : Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $L_x \times L_y$   
**Avec  $L_x < L_y$ .**

		$u/l_x$										
		$v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

**Annexes 3 : Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)**

**SECTIONS REELLES  
D'ARMATURES**

**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm**

N <sup>o</sup>	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	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	49.04	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	150.80
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

### Annexes 4 : flexion simple

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

