

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abderrahmane Mira – Bejaïa

Faculté des Technologies

Département de GENIE CIVIL

Master 2, Option Structures

## *Mémoire de fin d'étude*

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment  
(R +11+ sous-sol) à usage multiple contreventé par un  
système mixte (voiles-portiques)**

**Réalisée par :**

*M<sup>lle</sup> BRAHAMI Chahinez*

*M<sup>lle</sup> BENKERROU Tassadit*

**Promoteur :**

*M<sup>r</sup> KHEFFACHE.T*

**Membres de jury :**

*Mme BOUSSAA*

*Mme BOUNOUNI*

**Années Universitaire 2020/2021**



## **Remerciement**

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

*Nous ne pouvons jamais assez remercier nos très chers parents qui sont toujours à nos côtés, longue et heureuse vie à vous, bonne santé et que dieu vous garde pour nous.*

*Nos vifs remerciements à nos deux familles BRAHAMI et BENKERROU.*

*Nos remerciements à notre encadreur Mr KHEFFACHE.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail et de soulever les critiques afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail.*

*Tout notre respect et sincère remerciements à Mr MEZHOU et Mme DJERROUD pour leur soutien et orientations.*

*Comment oublier nos chers amis qui ont apporté leur soutien sur tous les plans sans cesse RADHEA, ALI et Lyes.*

*Une pensée à toutes les victimes du COVID-19 et celles des feux (été noir 2021).*

**CHAHINEZ et TASSADIT**

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*Aux meilleurs parents au monde,*

*Mon père, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et respect, ma mère, ma raison de vivre, ma meilleure amie et mon sourire, vous êtes pour moi un exemple, un guide, le repère l'exemple concret du respect, honnêteté, naïveté, je tiens énormément à honorer les merveilleux êtres que vous êtes. Grace à vous à vos leçons et merveilleux cours j'ai appris et eu une meilleure vision du monde et surtout appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais vous remercier pour votre amour, générosité, compréhension... Votre soutien fut une lumière dans tout mon parcours aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai eu toujours pour vous. Ce travail est le fruit de tous les sacrifices que vous aviez déployés pour mon éducation et ma formation, longue et heureuse vie à vous mes chers parents bonne santé.*

*Aux meilleurs frères et sœur,*

*Je tiens à exprimer mon respect envers vous car sans vos encouragements, motivations je ne serai aucunement arrivée aujourd'hui ou je suis merci je vous aime tous et je serai toujours reconnaissante envers vous.*

*A ma meilleure,*

*A celle qui me comble sans cesse, DEHIA, ta présence dans ma vie compte beaucoup pour moi.*

*A ma chère binôme et sa famille,*

*Les mots ne suffisent pas pour m'exprimer, merci pour les hauts et bas surmontés ensemble, meilleurs et pires moments vécus et partagés, je ne pourrai oublier ton soutien et ta présence tout au long de ce travail, c'est grâce à notre solidarité qu'on a achevé ce manuscrit, et à tes parents qui t'ont donné une meilleure éducation.*

**TASSADIT**

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*Aux meilleurs parents au monde,*

*Mon père, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et respect, ma mère, ma raison de vivre, ma meilleure amie et mon sourire, vous êtes pour moi un exemple, un guide, le repère l'exemple concret du respect, honnêteté, naïveté, je tiens énormément à honorer les merveilleux êtres que vous êtes. Grâce à vous à vos leçons et merveilleux cours j'ai appris et eu une meilleure vision du monde et surtout appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais vous remercier pour votre amour, générosité, compréhension... Votre soutien fut une lumière dans tout mon parcours aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai eu toujours pour vous. Ce travail est le fruit de tous les sacrifices que vous aviez déployés pour mon éducation et ma formation, longue et heureuse vie à vous mes chers parents bonne santé.*

*Aux meilleurs frères,*

*Je tiens à exprimer mon respect envers vous car sans vos encouragements, motivations je ne serai aucunement arrivée aujourd'hui ou je suis merci je vous aime tous et je serai toujours reconnaissante envers vous.*

*A mes deux meilleures,*

*A celles qui m'ont comblé sans cesse, RADHEA et MANEL, particulièrement cette année, votre présence dans ma vie compte beaucoup pour moi ainsi à une personne qui est chère à mes yeux,*

*A ma chère binôme et sa famille,*

*Les mots ne suffisent pas pour m'exprimer, merci pour les hauts et bas surmontés ensemble, meilleurs et pires moments vécus et partagés, je ne pourrai oublier ton soutien et ta présence tout au long de ce travail, c'est grâce à notre solidarité qu'on a achevé ce manuscrit.*

**CHAHINEZ**

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> vue en plan de la structure .....	2
<b>Figure I.2</b> vue en élévation.....	2
<b>Figure I.3</b> Diagramme des contraintes-déformations de béton .....	5
<b>Figure II.1.</b> coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	9
<b>Figure II.2</b> Plan disposition des poutrelles.....	10
<b>Figure II.3.</b> coupe transversale d'une poutrelle.....	11
<b>Figure II.4.</b> schéma statique de la poutrelle type 2 .....	12
<b>Figure II.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	27
<b>Figure II.6.</b> Vue en plan escalier .....	38
<b>Figure II.7.</b> Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> volée étage courant .....	38
<b>Figure II.8.</b> Schéma statique des charges sur la volée .....	40
<b>Figure II.9.</b> Coupe de l'acrotère .....	50
<b>Figure II.10.</b> Sollicitations sur l'acrotère .....	50
<b>Figure II.11.</b> Section à ferrailler.....	53
<b>Figure II.12.</b> Coupe d'un voile en élévation .....	58
<b>Figure II.13.</b> Surface afférente du poteau (étage courant) .....	59
<b>Figure II.14.</b> Surface afférente du poteau (duplex niv1) .....	60
<b>Figure II.15.</b> Surface afférente du poteau (duplex niv2) .....	60
<b>Figure II.16.</b> Surface afférente du poteau (TI) .....	60
<b>Figure III.1.</b> Vue en 3D du modèle sur logiciel .....	68
<b>Figure III.2.</b> Spectre de réponse selon Y et X respectivement .....	72
<b>Figure III.3.</b> Schéma de disposition des voiles .....	73
<b>Figure IV.1.</b> Zone nodale .....	82
<b>Figure IV.2.</b> Les moments dans la zone nodale .....	96
<b>Figure V.1.</b> Le panneau le plus sollicité.....	113
<b>Figure V.2.</b> Schéma des lignes de ruptures .....	116

**Figure V.3.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X117

**Figure V.4.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y117

**Figure V.5.** Schéma des nervures ..... 119

## Liste des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	9
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	9
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges du plancher étage courant.....	10
<b>Tableau II.4.</b> Différents type de poutrelles .....	11
<b>Tableau II.5.</b> Charges revenant aux poutrelles .....	12
<b>Tableau II.6.</b> Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible .....	<b>15</b>
<b>Tableau II.7.</b> Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant .....	15
<b>Tableau II.8.</b> Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant .....	15
<b>Tableau II.9.</b> Les sollicitations des poutrelles du plancher RDC .....	16
<b>Tableau II.10.</b> Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	16
<b>Tableau II.11.</b> Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers.....	16
<b>Tableau II.12.</b> Ferraillage des poutrelles des différents planchers .....	23
<b>Tableau II.13.</b> Vérification nécessaires à l'ELU .....	24
<b>Tableau II.14.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	25
<b>Tableau II.15.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS .....	25
<b>Tableau II.16.</b> Vérification de la flèche .....	26
<b>Tableau II.17.</b> Conclusion de ferraillage des différents niveaux .....	27
<b>Tableau II.18.</b> Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine .....	28
<b>Tableau II.19.</b> Evaluation de charges dalle pleine des balcons .....	29
<b>Tableau II.20.</b> Evaluation de charges dalle pleine plancher courant .....	31
<b>Tableau II.21.</b> Données des différents types de dalles pleines .....	<b>30</b>
<b>Tableau II.22.</b> Ferraillage de DP3.....	31
<b>Tableau II.23.</b> Armatures de répartitions de DP3 .....	31
<b>Tableau II.24.</b> Ferraillage des appuis.....	31
<b>Tableau II.25.</b> Vérification des contraintes du béton à l'ELS .....	32
<b>Tableau II.26.</b> Vérification des contraintes de l'acier à l'ELS .....	32
<b>Tableau II.27.</b> Ferraillage à l'ELS .....	32
<b>Tableau II.28.</b> Armatures des répartitions .....	33
<b>Tableau II.29.</b> Sollicitations des dalles .....	33
<b>Tableau II.30.</b> Ferraillage des dalles pleines .....	33
<b>Tableau II.31.</b> ferraillage des appuis des dalles pleines.....	33
<b>Tableau II.32.</b> Vérification de l'effort tranchant .....	<b>34</b>



<b>Tableau II.33.</b> Vérification des contraintes du béton .....	34
<b>Tableau II.34.</b> Vérification des contraintes de l'acier.....	<b>34</b>
<b>Tableau II.35.</b> Vérifications de la flèche .....	<b>34</b>
<b>Tableau II.36.</b> Ferraillage de DP5.....	35
<b>Tableau II.37.</b> Vérifications de l'effort tranchant .....	36
<b>Tableau II.38.</b> Vérification de la contrainte dans le béton.....	<b>36</b>
<b>Tableau II.39.</b> Vérification de la contrainte dans l'acier .....	36
<b>Tableau II.40.</b> Vérifications de la flèche DP5 .....	37
<b>Tableau II.41.</b> Evaluation des charges du palier .....	38
<b>Tableau II.42.</b> Evaluation des charges de la volée .....	39
<b>Tableau II.43.</b> Calcul des charges a l'ELU et l'ELS .....	39
<b>Tableau II.44.</b> Calcul des sollicitations.....	40
<b>Tableau II.45.</b> Calcul du ferraillage .....	40
<b>Tableau II.46.</b> Calcul des armatures de répartition .....	41
<b>Tableau II.47.</b> Vérifications des contraintes dans le béton .....	41
<b>Tableau II.48.</b> Vérifications de la flèche .....	42
<b>Tableau II.49.</b> Chargements .....	42
<b>Tableau II.50.</b> Valeurs des vérifications de la flèche.....	<b>42</b>
<b>Tableau II.51.</b> Les résultats de calcul par la méthode RDM .....	44
<b>Tableau II.52.</b> Ferraillage de la poutre brisée à l'ELU .....	44
<b>Tableau II.53.</b> Les résultats de calcul par la méthode RDM .....	46
<b>Tableau II.54.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	47
<b>Tableau II.55</b> Ferraillage de la poutre brisée a l'ELU.....	47
<b>Tableau II.56</b> Les résultats de calcul par la méthode RDM.....	49
<b>Tableau II.57</b> Verification des contraintes à l'ELS.....	49
<b>Tableau II.58.</b> Evaluation de la charge d'un acrotère .....	50
<b>Tableau II.59.</b> Charges verticales .....	51
<b>Tableau II.60.</b> Combinaison d'action de l'acrotère .....	49
<b>Tableau II.61.</b> Résultats du ferraillage de la poutre de chaînage.....	56
<b>Tableau II.62.</b> Vérification de la flèche de chaînage .....	56
<b>Tableau II.63.</b> Sections préalable des poteaux.....	59
<b>Tableau II.64.</b> Descente de charge du poteau (P1) .....	62
<b>Tableau II.65.</b> Vérification des poteaux à la compression simple .....	64
<b>Tableau II.66.</b> Résultat de vérification au flambement pour le poteau P1 .....	65

<b>Tableau II.67.</b> Les dimensions des poteaux pour chaque niveau.....	66
<b>Tableau III.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	70
<b>Tableau III.2</b> Période de vibration et taux de participation massique .....	73
<b>Tableau III.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales .....	74
<b>Tableau III.4.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	75
<b>Tableau III.5.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	76
<b>Tableau III.6.</b> Vérification de l'effort normal réduit. ....	77
<b>Tableau III.7.</b> Vérification des déplacements relatifs.....	78
<b>Tableau III.8.</b> Vérification à L'effet P- $\Delta$ . ....	79
<b>Tableau III.9.</b> Dimensions finales des éléments structuraux .....	79
<b>Tableau IV.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	<b>82</b>
<b>Tableau. IV.2.</b> Sollicitations dans les poteaux .....	83
<b>Tableau IV.3.</b> Armatures longitudinales dans les poteaux .....	84
<b>Tableau IV.4.</b> Armatures transversales des poteaux .....	85
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	87
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	89
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	90
<b>Tableau IV.8.</b> Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99. ....	92
<b>Tableau IV.9.</b> Sollicitations dans les poutres .....	92
<b>Tableau IV.10.</b> Armature longitudinales des poutres .....	93
<b>Tableau IV.11.</b> Vérification de la contrainte tangentielle.....	95
<b>Tableau IV.12.</b> Vérification au cisaillement .....	95
<b>Tableau IV.13.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton .....	95
<b>Tableau IV.14.</b> Moments résistants dans les poteaux .....	97
<b>Tableau IV.15.</b> Moments résistants dans les poutres .....	97
<b>Tableau IV.16.</b> Vérification de la zone nodale dans le sens principal .....	98
<b>Tableau IV.17.</b> Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire .....	<b>98</b>
<b>Tableau IV.18.</b> Révérification de la zone nodale dans le sens principal .....	99
<b>Tableau IV.19</b> Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{y1}$ .....	100
<b>Tableau IV.20</b> Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{x1}$ .....	103
<b>Tableau IV.21</b> Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{x3}$ .....	103
<b>Tableau IV.22</b> Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{x4}$ .....	104
<b>Tableau IV.23</b> Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{x2}$ .....	105

<b>Tableau V.1.</b> Tableau du ferrailage de radier.....	113
<b>Tableau V.2.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	114
<b>Tableau V.3</b> Calcul des armatures à l'ELS .....	114
<b>Tableau V.4</b> Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage .....	114
<b>Tableau V.5.</b> Les chargements sur les travées sens X-X .....	117
<b>Tableau V.6.</b> Les chargements sur les travées sens Y-Y .....	117
<b>Tableau V.7.</b> Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X .....	118
<b>Tableau V.8.</b> Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.....	118
<b>Tableau V.9.</b> Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y. ....	118
<b>Tableau V.10.</b> Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y. ....	118
<b>Tableau V.11.</b> Calcul des ferrailages .....	119
<b>Tableau V.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	120
<b>Tableau V.13.</b> Calcul des armatures à l'ELS .....	120
<b>Tableau V.14.</b> Ferrailage des voiles périphériques .....	122
<b>Tableau V.15.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	124
<b>Tableau V.16.</b> Calcule des armatures à l'ELS. ....	124

# Sommaire

## Chapitre I : Généralités

<b>I.1</b> Introduction .....	1
<b>I.2</b> Présentation de l'ouvrage .....	1
<b>I.3</b> Caractéristiques de l'ouvrage .....	1
<b>I.4</b> Caractéristiques architecturale.....	1
<b>I.5</b> Description structurale.....	2
<b>I.6</b> Données géotechniques du site .....	2
<b>I.7</b> Réglementation utilisées .....	3
<b>I.8</b> Hypothèses de calcul .....	3
<b>I.9</b> Caractéristiques des matériaux utilisés.....	3
<b>I.9.1</b> Béton .....	3
<b>I.9.1.1</b> Caractéristiques mécaniques .....	3
<b>I.9.2</b> Acier .....	5
<b>I.9.2.1</b> Caractéristiques mécaniques de l'acier .....	5
<b>I.10</b> Actions et sollicitations .....	6
<b>I.10.1</b> Les actions permanentes G .....	6
<b>I.10.2</b> Les actions variables Q .....	6
<b>I.10.3</b> Les actions accidentelles FA .....	6
<b>I.10.4</b> Les combinaisons d'actions .....	6
<b>I.11</b> Conclusion.....	6

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires

<b>II.</b> Introduction .....	8
<b>II.1.</b> Les planchers.....	8
<b>II.1.1.</b> Plancher à corps creux .....	8
<b>II.1.1.1.</b> Evaluation des charges et surcharges sur les planchers .....	9

# Sommaire

<b>II.1.1.2.</b> Les poutrelles .....	10
<b>II.1.1.2.1.</b> Disposition des poutrelles .....	10
<b>II.1.1.2.2.</b> Pré-dimensionnement des poutrelles .....	11
<b>II.1.1.2.3.</b> Schémas statiques des différents types de poutrelles .....	11
<b>II.1.1.2.4.</b> Méthode de calcul des sollicitations .....	12
<b>II.1.1.2.5.</b> Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	<b>12</b>
<b>II.1.1.2.6.</b> Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 2 étages courant) .....	12
<b>II.1.1.2.7.</b> Schémas de ferrailage .....	27
<b>II.1.1.2.8.</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	<b>27</b>
<b>II.1.2.</b> Plancher à dalle pleine .....	28
<b>II.1.2.1.</b> Pré-dimensionnement des dalles pleines .....	28
<b>II.1.2.2.</b> Evaluation des charges et surcharges .....	<b>29</b>
<b>II.1.2.3.</b> Etude des dalles pleines .....	30
<b>II.1.2.4.</b> Schémas des ferrailages des dalles pleines .....	37
<b>II.2.</b> Les escaliers .....	37
<b>II.2.1.</b> Pré dimensionnement des escaliers.....	38
<b>II.2.2.</b> Evaluation des charges.....	38
<b>II.2.3.</b> Etude des escaliers .....	39
<b>II.2.3.1.</b> Calcul des ferrailages .....	40
<b>II.2.3.2.</b> Schéma de ferrailage des escaliers.....	44
<b>II.2.4</b> Etude de la poutre brisée .....	44
<b>II.2.4.1</b> Pré-dimensionnement .....	44
<b>II.2.4.2</b> Calcul à la flexion simple .....	44
<b>II.2.4.3</b> Calcul à la torsion .....	<b>45</b>
<b>II.2.4.4</b> Ferrailage de la poutre brisée.....	46

# Sommaire

<b>II.2.4.5</b> Schémas de ferrailage .....	50
<b>II.3.L'</b> acrotère .....	<b>50</b>
<b>II.3.1.</b> Evaluation des charges et surcharges.....	<b>50</b>
<b>II.3.2.</b> Hypothèses de calcul.....	51
<b>II.3.3.</b> Evaluation de charges verticales .....	51
<b>II.3.4.</b> Calcul des sollicitations .....	51
<b>II.3.5.</b> Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	52
<b>II.3.6.</b> Ferrailage .....	53
<b>II.3.7.</b> Vérification à l'ELU .....	53
<b>II.3.8.</b> Vérification à l'ELS .....	<b>54</b>
<b>II.3.9.</b> Schéma de ferrailage.....	54
<b>II.4.</b> Poutre de chaînage .....	54
<b>II.4.1.</b> Pré dimensionnement .....	<b>55</b>
<b>II.4.2.</b> Condition de la flèche .....	55
<b>II.4.3.</b> Calcul des sollicitations .....	55
<b>II.4.4.</b> Ferrailage à l'ELU .....	56
<b>II.4.5.</b> Vérification à l'ELS .....	56
<b>II.4.6.</b> Schéma de ferrailage.....	57
<b>II.5.</b> Pré dimensionnement des poutres.....	57
<b>II.5.1.</b> Les poutres principales .....	57
<b>II.5.2.</b> Les poutres secondaires .....	<b>57</b>
<b>II.6.</b> Pré-dimensionnement des voiles .....	<b>58</b>
<b>II.7.</b> Pré-dimensionnement des poteaux .....	59
<b>II.7.1.</b> Descente de charges sur le poteau le plus sollicité (P1) .....	59
<b>II.7.1.1.</b> Calcul de la surface afférente .....	59

# Sommaire

II.7.1.2.Evaluation des charges et surcharges.....	61
II.7.1.3 Application de la dégression (DTR BC).....	61
II.7.2 Calcul de l'effort normal ultime .....	63
II.7.3 Vérification à la compression simple .....	63
II.7.4 Vérification au flambement .....	64
II.8 Récapitulation des résultats .....	66
II.9 Conclusion .....	66

## Chapitre III : Etude sismique de l'ouvrage

III. Introduction .....	68
III.1.Modélisation de la structure .....	68
III.2.Méthode de calcul.....	69
III.3.Calcul de la force sismique totale.....	69
III.4.Méthode dynamique modale spectrale .....	72
III.4.1.Principe .....	72
III.4.2.Disposition des voiles .....	73
III.4.3.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	73
III.4.3.1.Périodes de vibration et taux de participation des masses modale	73
III.4.3.2.Interprétation des résultats .....	74
III.4.4.Vérification de l'interaction voiles portiques .....	74
III.4.4.1.Sous charges verticales.....	74
III.4.4.2.Sous charges horizontales .....	75
III.4.5.Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	76
III.4.6.Vérification de l'effort normal réduit .....	76
III.4.7.Vérification vis-à-vis des déplacements.....	77
III.4.8.Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	78

# Sommaire

III.4.9.Récapitulation .....	79
III.4.10.Conclusion.....	79

## Chapitre IV : Etudes des éléments structuraux

IV.1.Introduction .....	81
IV.2.Etude des poteaux .....	81
IV.2.1.Recommandations du RPA99/2003.....	81
IV.2.2. Sollicitations de calcul .....	82
IV.2.3. Calcul de ferrailage.....	83
IV.2.4. Vérifications .....	86
IV.2.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime) .....	86
IV.2.4.2. Vérification des contraintes .....	88
IV.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement .....	90
IV.2.4.4. Disposition constructive des poteaux .....	91
IV.2.4.5. Schémas de ferrailages .....	<b>91</b>
IV.3.Etude des poutres .....	<b>91</b>
IV.3.1.introduction .....	91
IV.3.2. Recommandation du RPA99 .....	91
IV.3.3. Les sections minimales et maximales préconisées .....	92
IV.3.4.Sollicitations de calculs .....	92
IV.3.5. Calcul de ferrailage .....	92
IV.3.6 Longueur de recouvrement .....	93
IV.3.7 Armatures transversales.....	94
IV.3.8. vérifications à l'ELU .....	94
IV.3.9.Vérification à l'ELS.....	95
IV.3.10.Schémas de ferrailage .....	96



# Sommaire

<b>IV.4.</b> Vérification des zones nodales .....	96
<b>IV.4.1.</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	100
<b>IV.5.</b> Etudes des voiles .....	100
<b>IV.5.2.</b> Recommandation du RPA 99/Version2003 .....	100
<b>IV.5.3.</b> Règles communes aux armatures verticales et horizontales.....	101
<b>IV.5.4.</b> Ferrailage .....	<b>101</b>
<b>IV.5.5.</b> Schéma de ferrailage .....	106
<b>IV.6.</b> Conclusion .....	106
 <b>Chapitre V : Etude de l'infrastructure</b>	
<b>V.1</b> Introduction .....	107
<b>V.2</b> Combinaisons de calcul .....	107
<b>V.3</b> Reconnaissance du sol.....	107
<b>V.4</b> Choix du type de fondation .....	107
<b>V.5</b> Radier général .....	109
<b>V.5.1</b> Pré-dimensionnement .....	109
<b>V.5.2</b> Vérifications nécessaires .....	110
<b>V.5.3</b> Ferrailage du radier .....	113
<b>V.5.4</b> Vérifications à l'ELS .....	114
<b>V.5.5</b> Schéma de ferrailage du radier .....	115
<b>V.6.</b> Etude des nervures .....	115
<b>V.6.1</b> Ferrailage des nervures .....	119
<b>V.6.2</b> Vérification nécessaire .....	120
<b>V.6.3</b> Schémas de ferrailage .....	121

# Sommaire

<b>V.7.</b> Etude de voile périphérique .....	121
<b>V.7.1</b> Dimensionnement des voiles .....	122
<b>V.7.2</b> Caractéristiques du sol .....	122
<b>V.7.3</b> Evaluation des charges et surcharges .....	122
<b>V.7.4</b> Ferrailage du voile périphérique .....	122
<b>V.7.5</b> Vérifications .....	123
<b>V.7.6</b> Schéma de Ferrailage du voile périphérique .....	124
<b>V.8.</b> Conclusion.....	124

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

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

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

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

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

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

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

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

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

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

**F** : Force ou action générale.

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

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

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

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

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

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

**Δf<sub>t</sub>**: la flèche totale.

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

**G** : Action permanente.

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

**ht** : hauteur totale du plancher.

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

**he** : hauteur libre d'étage.

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

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

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

- $I_{qi}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .
- $I_{gv}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .
- $Q$**  : Charge variable.
- $Q$**  : Facteur de qualité.
- $q_u$**  : charge ultime.
- $q_s$**  : charge de service. .
- $M$**  : Moment en général.
- $M_a$**  : Moment sur appui.
- $M_u$**  : Moment de calcul ultime.
- $M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.
- $M_t$**  : Moment en travée.
- $M_0$**  : moment isostatique.
- $M_i$**  : Moment à l'appui  $i$
- $M_g$  et  $M_d$**  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
- $M_j$**  : Moment correspondant à  $j$ .
- $M_g$**  : Moment correspondant à  $g$ .
- $M_q$**  : Moment correspondant à  $q$ .
- $N_s$**  : Effort normal de service.
- $N_u$**  : Effort normal ultime
- $N$**  : Effort normale du aux charges verticales.
- $R$**  : coefficient de comportement global.
- $S$**  : Section, surface
- $S_r$**  : surface du radier ( $m^2$ ).
- $St$**  : Espacement des armatures.
- $V$**  : Effort tranchant.
- $T_2$**  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
- $W$**  : poids propre de la structure.
- $W_{Qi}$**  : Charges d'exploitation.
- $X, Y$  et  $Z$**  : Coordonnées en général.
- $b_0$**  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
- $d$**  : Hauteur utile.
- $e$**  : Excentricité, épaisseur.
- $f$**  : Flèche.
- $f_{bu}$**  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**$\mu_l$**  : Moment réduit limite.

**$\mu_u$**  : Moment ultime réduit.

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

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



# Introduction

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense, cependant, il existe un danger représenté par ce choix ( construction verticale ) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :- la sécurité (la plus importante ) assurer la stabilité de l'ouvrage - Economie : sert à diminué les coûts du projet ( les dépenses ) – Confort – Esthétique.

L'utilisation du béton armé (BA) 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 exemple : - Souplesse d'utilisation – Durabilité (duré de vie) – Résistance au feu. Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, il est constitué d'un sous-sol destiné pour un parking, un rez-de-chaussée pour un service deux premiers niveaux destinés a recevoir des bureaux et 9 étages a usage d'habitation, implanté à Bejaia qui est classé comme une zone de moyenne sismicité d'après le règlement, et dans le groupe d'usage 2 (moyenne). La structure sera réaliser par une ossature en béton armé, cette ossature est constituée de poteaux-poutres en béton armé, des voiles de contreventement aussi en béton armé et des planchers qui constituent les diaphragmes, L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie ( briques et mortier) et des éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en Cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D



sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 13 niveaux encastrés à la base. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure(les fondations). Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

# Chapitre I

**I.1 Introduction**

L'étude en génie civil est basée sur la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure, sa destination, son importance, la zone sismique de la région et les caractéristiques du sol et mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre qui sera consacré à la description du projet par les différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi la présentation du site (localisation et classification) tout cela sera étudié dans les règles de construction en tenant compte de deux facteurs qui sont : sécurité et économie.

**I.2 Présentation de l'ouvrage**

Le projet qui fait sujet de ce travail est un bâtiment R+10 avec duplex en béton armé destiné à usage multiple. Il est constitué d'un sous-sol qui sera utilisé pour un parking, d'un rez-de-chaussée (RDC) destiné à un commerce, de deux étages qui comprennent des bureaux et de 8 étages destinés pour l'habitation.

L'ouvrage fait partie d'une promotion immobilière de 122 logements « Résidence des Jardins » qui se situe à la rue Mahfoudi Fatah dans la ville de Bejaia. Selon les Règlements Parasismiques Algériens (RPA), la région de Bejaia est classée dans la zone sismique IIa. Selon le même règlement, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 02 vu la destination d'usage du site (usage multiple) citée auparavant.

**I.3 Caractéristiques de l'ouvrage**

Le bâtiment est composé d'un sous-sol destiné pour un parking réservé pour les habitants de la résidence, d'un rez-de-chaussée à usage commerce. Les étages 01 et 02 seront destinés pour des bureaux. Enfin le reste d'étages vont accueillir des habitations.

Les appartements du bâtiment sont de types F2, F3, F4 et F5 avec des balcons dans tous les étages et terrasses et jardins au dernier étage.

Les appartements sont distribués de manière à ce que du 3<sup>ème</sup> étage jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage, les habitations seront de type F3 et F4. Au 9<sup>ème</sup> étage, ils sont de type F2 et F5. Au dernier étage c'est un duplex de type F5.

**I.4 Caractéristiques architecturale**

Les dimensions en plan de notre ouvrage sont données comme suit: la longueur totale est de  $L = 21,75$  m et la largeur du bâtiment est de  $l = 12,6$  m.

Les dimensions en élévation sont définies comme suit: la hauteur totale du bâtiment est  $H = 44,09$  m, la hauteur du sous-sol est  $h_{ss} = 3.25$  m, la hauteur du rez-de-chaussée est  $h_{RDC} = 5.2$  m et la hauteur des étages courants est constante elle est de  $h_{etg} = 3.24$  m. Les figures ci-dessous montrent la vue en plan et la vue en élévation de notre bâtiment.

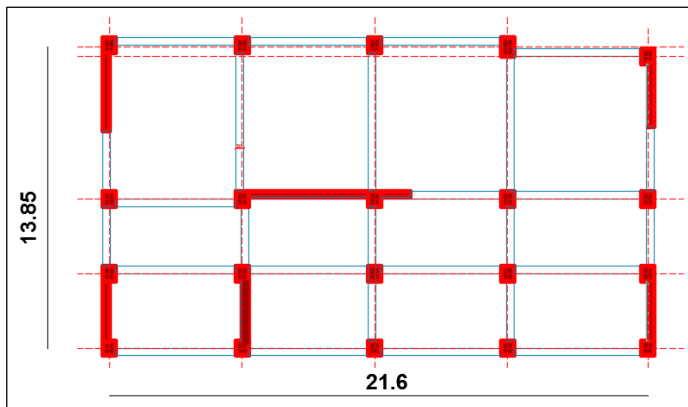


Figure I.1 vue en plan de la structure

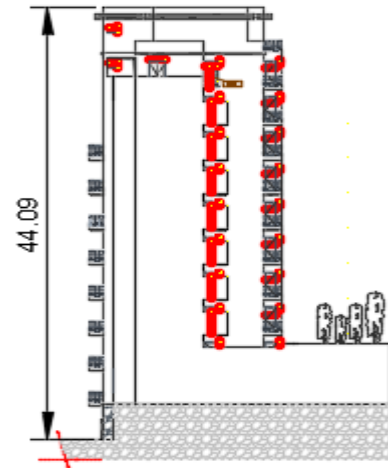


Figure I.2 vue en élévation

### I.5 Description structurale

Notre structure sera réalisée par une ossature en béton armé, qui sera constituée par des portiques poteaux-poutres, des voiles de contreventement en béton armé aussi et des planchers. Les cloisons de séparations sont des murs en maçonnerie (briques creuses).

**Les portiques :** ils sont réalisés en béton armé par des poteaux et des poutres dans les deux sens X et Y. Nous avons 5 fils dans le sens X avec une portée de 6m pour la plus longue travée, et 4 fils dans le sens Y avec la travée maximale de 5.5m.

**Les voiles de contreventement :** selon le RPA, il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventement en béton armé, vu que la hauteur totale du bâtiment est de 37.6m. Ces voiles seront dimensionnés et déterminés ultérieurement dans l'étude dynamique de l'ouvrage.

**Les planchers :** ils seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression.

**La maçonnerie :** c'est des murs extérieurs en double cloison avec des briques creuses de 15cm et de 10cm séparées par une âme d'air de 5cm pour une isolation thermique et phonique, et des murs de séparation intérieur construits par des briques creuses de 10cm.

**Les éléments secondaires :** comme les escaliers, poutrelles,... sont des éléments en béton armé qui ne participent pas au contreventement de la structure.

**L'infrastructure :** c'est des fondations qui seront réalisées en béton armé, qui ont pour but de transmettre les charges au sol pour assurer la stabilité de la structure.

### I.6 Données géotechniques du site

Dans le but de caractériser le sol, une série d'essais in-situ et au laboratoire ont été réalisés par le Laboratoire et Engineering de la Construction « L.E.C » qui sont les suivants: essais pénétrométriques au pénétromètre statique lourd (PSL), essais pénétrométriques au pénétromètre dynamique lourd (PDL) et des sondages carottés avec prélèvement

d'échantillons intacts. On constate que le terrain est composé de remblais récent d'épaisseur de 4m, d'argiles marneuses sableuses de -4m a -9m de profondeur soit 5m d'épaisseur et au-delà c'est l'horizon argileux marneux.

D'après les résultats obtenus on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

-Une contrainte admissible du sol est de 1.15 bars

-Les caractéristique mécaniques jusqu'à 8m de profondeur :  $\gamma=19.01 \text{ kn/m}^3$  ,  $\phi= 18^\circ$  et  $C= 0.4$  bar.

-Le site est classé en catégorie S3 (meuble).

-La réalisation de fondations superficielles type radier général rigide.

### **I.7 Réglementation utilisées**

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé) DTR BC 2.41
- ❖ Le RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien) DTR 2.48
- ❖ Le BAEL 91 (Béton arme aux états limites)
- ❖ DTR BC 2.2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations)

### **I.8 Hypothèses de calcul**

Les éléments de la structure seront dimensionnés aux états limites qui sont Etat Limite Ultime (ELU) selon CBA93 (Art A.4.3.2) et Etat Limite de Service (ELS) selon CBA93 (Art A.4.5). Etat Limite Ultime correspond à la capacité portante de la structure son dépassement conduit à la ruine du bâtiment. Etat Limite de Service c'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

### **I.9 Caractéristiques des matériaux utilisés**

Les éléments de la structure seront réalisés en béton armé, et chacun des matériaux a des caractéristiques précises qui le définissent.

**I.9.1 Béton :** est un mélange de proportions convenables de granulats (sable et gravier) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

#### **I.9.1.1 Caractéristiques mécaniques**

##### **A) Résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28j notée  $f_{cj}$  qui est mesurée à l'aide d'un essai de compression sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

D'après (CBA Art A.2.1.1.1) :

Pour  $j \leq 28$  jours : Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa  $\rightarrow f_{cj} = [j/(4.76+0.83j)] f_{c28}$

Pour  $f_{c28} > 40$ MPa  $\rightarrow f_{cj} = [j/(1.4+0.95j)] f_{c28}$

Pour  $28 < j < 60$  jours :  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour  $j > 60$  jours :  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour  $f_{c28} = 25$ MPa

### B) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour, notée  $f_{ij}$ , d'après le (CBA Art A.2.1.1.2) est conventionnellement définie par les formules suivante :

$f_{ij} = 0.6+0.06 \times f_{cj}$  pour  $f_{cj} \leq 60$ MPa

$f_{i28} = 2.1$  MPa

C) Module de déformation longitudinale de béton : donné par le CBA93

a) A court terme  $E_{ij}$  : pour les charges d'une durée d'application  $\leq 24$ H :

$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

$f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow E_{ij} = 32164.2$  MPa

b) A long terme  $E_{vj}$  : pour les charges d'une durée d'application  $> 24$ H :

$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{vj} = 10818.86$  MPa

D) Module de déformation transversale du béton :

$G = E_{ij} / [2 \times (v+1)]$

v: Coefficient de poisson

E) Coefficient de poisson : C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale. CBA93 (Art A.2.1.3)

$v = 0$  pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$v = 0.2$  pour le calcul de déformations à l'ELS

F) Diagramme de contrainte de déformation

a) Contrainte de compression à l'ELU

$\sigma_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / (\theta \times \gamma_b)$  MPa

$\theta = 1$  si  $T > 24$ H

$\theta = 0.9$  si  $1h \leq T \leq 24$ H

$\theta = 0.8$  si  $T < 1h$

$\theta$  : Coefficient d'application

T : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

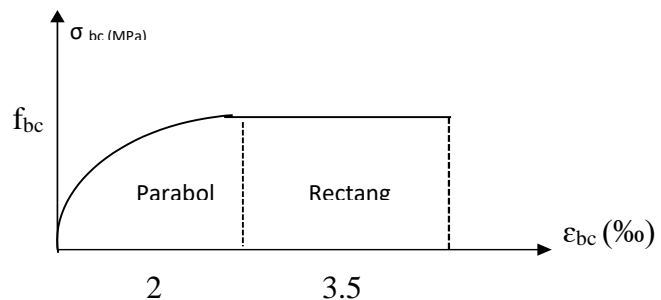
$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$  situation durable

Dans notre cas  $T \leq 24H$  d'où :

$\sigma_{bc} = 14.2$  MPa (situation durable)

$\sigma_{bc} = 18.8$  MPa (situation accidentelle)



**Figure I.3** Diagramme des contraintes-déformations de béton

### b) La contrainte de compression [ $\sigma_{bc}$ ] a l'ELS

A partir du CBA93 ( Art A.4.5.2)

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm}$

→ **Cas de fissuration peu nuisible**

$$[\tau_u] = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{MPa})$$

→ **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$[\tau_u] = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{MPa})$$

### I.9.2 Acier

L'acier est la combinaison de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Il est caractérisé par sa bonne résistance en traction. Son rôle est d'équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

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

#### I.9.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

→ **A l'ELU**

$$\sigma_s = f_s / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

$\varepsilon_s$  : allongement relatif

$$\varepsilon_s = f_e / (\gamma_s \times E_s)$$

Avec :  $\gamma_s = 1.5$  (pour le cas courant)

$$\gamma_s = 1 \text{ (pour le cas accidentel)}$$

Dans notre cas, on obtient :

→ Pour la situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa

→ Pour la situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa

→ A P'ELS

- Cas de fissuration peu nuisible : pas de vérifications à faire
- Cas de fissuration nuisible : on vérifie

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, \max ( 240 \text{ MPa}, 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right]$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour l'acier (RL)

$\eta = 1.6$  pour l'acier (HA)

- Cas de fissuration très nuisible : on doit vérifier

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, \max ( 200 \text{ MPa}, 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right]$$

### I.10 Actions et sollicitations

Selon le CBA (Art A.3.1.1) les charges permanentes, d'exploitations et climatiques peuvent engendrer des actions qui provoquent des déformations sur la structure.

**I.10.1 Les actions permanentes G** : sont des charges dont l'intensité est constante, elles comprennent les poids propres des éléments de la structure, le poids et la poussée des terres et les déformations imposées à la structure.

**I.10.2 Les actions variables Q** : sont des charges dont la durée est courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage et dont leur existence n'est pas permanente, on peut citer comme exemple : le vent, la neige, ...

**I.10.3 Les actions accidentelles FA** : sont des phénomènes qui se produisent rarement et leurs durées de vie est courte par rapport à celle de l'ouvrage, comme : le séisme, le feu, ...

### I.10.4 Les combinaisons d'actions

D'après le RPA99/2003 on a :

→ **Situations durables** :

$$1.35 G + 1.5 Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

→ **Situations accidentelles** :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2 E$$

$$0.8 G \pm E$$

E : action due au séisme

### I.11 Conclusion

Le béton seul ne résiste pas à l'effort de traction cela conduit à le chaîner avec l'acier pour avoir un béton armé tout en choisissant les matériaux avec les bonnes caractéristiques qui sont



les suivantes pour notre projet :

- un béton de 25 MPa de résistance à la compression a 28 jours.
- des aciers de nuance de FeE400 avec 400 MPa de résistance à la traction.

# Chapitre II

## II. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape très importante dans le calcul des structures, elle permet de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments constituant cette dernière. Après avoir dimensionné les différents éléments on peut leur affecter les valeurs des charges selon les matériaux constituant dictés par les DTR et déduire la décente de charges. Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul du pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) et non structuraux (planchers, poutrelles, escaliers...) et à l'étude des éléments secondaires, (plancher corps creux et dalles pleines, poutres de chaînages, escaliers et acrotère).

Le Pré-dimensionnement est effectué toute en respectant les règles dictées par le différent règlement et documents techniques à savoir : RPA 99/Version 2003, BAEL 91/ 99, et DTR Charges et surcharges, CBA93.

### II.1. Les planchers

Les dallages des différents niveaux de la structure étudiée seront réalisés avec des planchers à corps creux, et cela vue que le bâtiment est à usage d'habitation donc le besoin de l'isolation sonore et thermique impose ce type de plancher. Certaines zones du dallage, comme les balcons, seront réalisées en dalles pleines. Dans ce qui suit on va présenter de manière détaillée le pré-dimensionnement des différentes dalles.

#### II.1.1. Plancher à corps creux

La majorité de la surface du dallage de la structure sera réalisée avec des planchers à corps creux. Le pré-dimensionnement de ce type de plancher se fait par satisfaction de la Condition de la flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :  $L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 5.5 - 0.3 = 5.2 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 24 cm** soit un plancher de (20+4)

Avec 20 cm : hauteur du corps creux

4 cm : hauteur de la dalle de compression

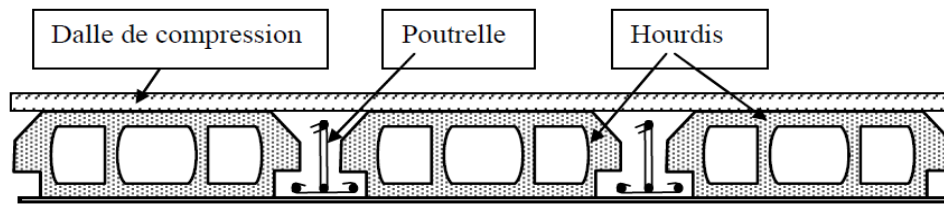


Figure II.1.coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.1.1.1.Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.24	/	3.1
6	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
<b>Charge permanente (G)<sub>TI</sub></b>				<b>6.53</b>
<b>Charge d'exploitation(Q)</b>				<b>1</b>

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.24	/	3.1
6	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
<b>Charge permanente (G)<sub>TI</sub></b>				<b>6.86</b>
<b>Charge d'exploitation(Q)</b>				<b>1</b>

Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher étage courant

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique Kn/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.24	/	3.1
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
6	Cloison de séparation	0.1	10	1
<b>G</b>				<b>5.41</b>
<b>Q étage courant</b>				<b>1.5</b>
<b>Q étage servive</b>				<b>5</b>
<b>Q bureaux</b>				<b>2.5</b>

II.1.1.2.Les poutrelles

II.1.1.2.1.Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis) pour minimiser les sollicitations.

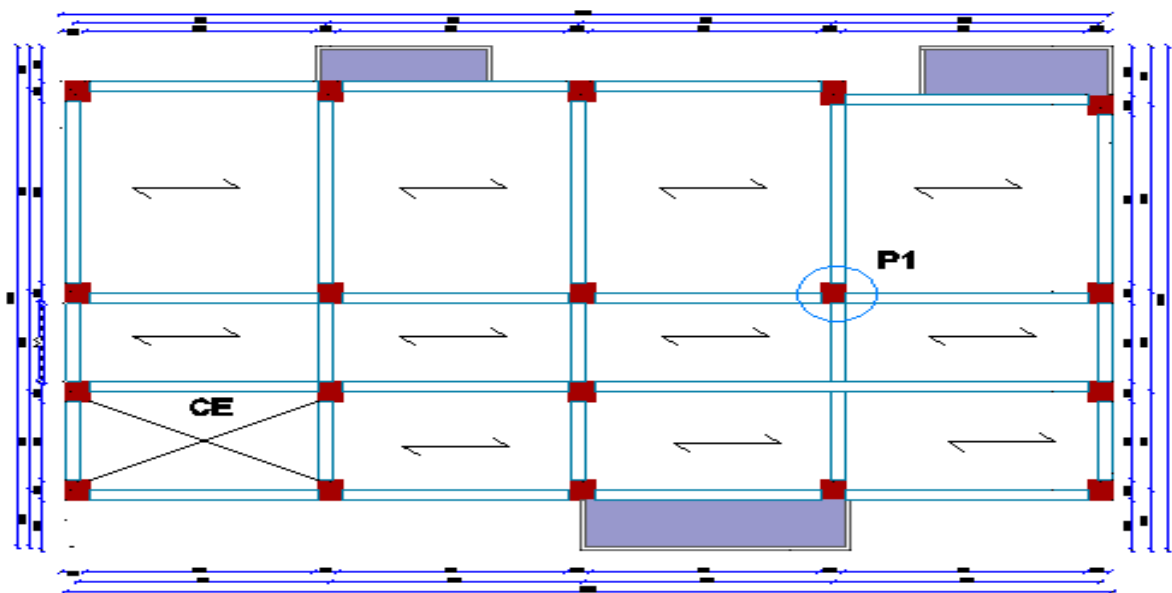


Figure II.2 Plan disposition des poutrelles

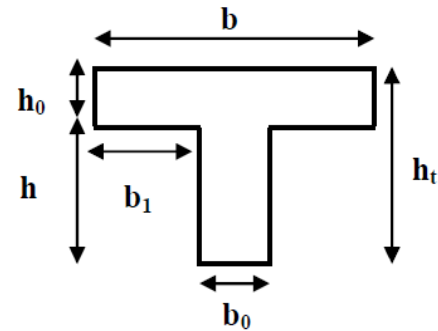
II.1.1.2.2. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme étant des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \text{CBA (Art.A.4.1.3) Avec :}$$

$L_x$ : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutrelles successives

$L_y$  : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles



II.3. coupe transversale d'une poutrelle

Soient :  $L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$L_y = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$

$h_t = 24 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

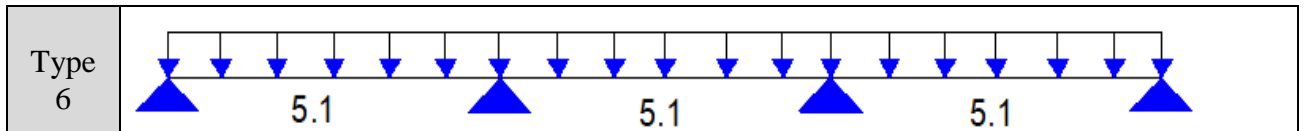
$b_1 = \min (55/2 ; 490 / 10) = 27.5 \text{ cm}$

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

II.1.1.2.3. Schémas statiques des différents types de poutrelles

Tableau II.4. Différents type de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	



**II.1.1.2.4.Méthode de calcul des sollicitations :**

Les méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations :

- Méthode forfaitaire et méthode de Caquot pour les poutrelles hyperstatique (continues)
- Calcul RDM pour les poutrelles isostatiques

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans les tableaux suivants :

**II.1.1.2.5.Calcul des charges revenant aux poutrelles**

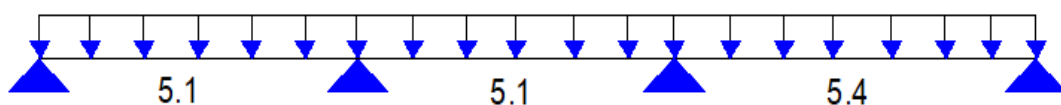
A l'ELU :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) l_0$

A l'ELS :  $q_u = (G + Q) l_0$  avec  $l_0$  : entraxe des poutrelles ( $l_0 = 0.65$  m)

**Tableau II.5.** Charges revenant aux poutrelles

Type de plancher	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	l <sub>0</sub> [m]	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>
Terrasse inaccessible	6.53	1	0.65	10.32	9.97	7.53	4.89
Etage courant	5.41	1.5	0.65	9.55	6.21	6.91	4.49
Etage service	5.41	5	0.65	14.8	4.49	10.41	6.77
Etage bureaux	5.41	2.5	0.65	11.05	7.18	7.91	5.14
Terrasse accessible	6.89	1.5	0.65	11.55	7.51	8.39	5.45

**II.1.1.2.6.Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 2 étage courant)**



**Figure II.4.**schéma statique de la poutrelle type 2

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

Pour plancher d'étage courant :  $G = 5.41 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

1) Plancher à surcharge modéré :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ....**Vérifiée**

2)  $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5.1}{5.1} = 1 \in [0.8 ; 1.25]$ .... **Vérifiée**

3)  $I =$  constante (même corps creux).... **Vérifiée**

4) Fissuration peu nuisible.... **Vérifiée**

La méthode forfaitaire est applicable

### **B. Calcul des sollicitations**

- **Calcul des moments isostatiques** :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Travée AB et BC :  $M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.21 \times 5.1^2}{8} = 20.19 \text{ KN.m}$

$M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.49 \times 5.1^2}{8} = 14.6 \text{ KN.m}$

Travée CD :  $M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.21 \times 5.4^2}{8} = 22.63 \text{ KN.m}$

$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.49 \times 5.4^2}{8} = 16.37 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments aux appuis** :

Appuis de rive :  $M_A = M_D = 0$

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

$$M_A = M_D = -0.15 \max (M_0^{AB}, M_0^{CD})$$

**ELU** :  $M_A^u = M_D^u = -3.39 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_A^s = M_D^s = -2.45 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 M_0^{AB}$$

**ELU** :  $M_B^u = -10.09 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_B^s = -7.3 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.5 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 M_0^{CD}$$



**ELU** :  $M_C^u = -11.32 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_C^s = -8.18 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.41} = 0.217 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0651 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2651 \end{cases}$$

**Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 16.46 \text{ KN.m} \\ b) M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 12.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} = \max(a; b) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 16.46 \text{ KN.m}$$

**ELU** :  $M_t^{AB} = 16.46 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_t^{AB} = 11.9 \text{ KN.m}$

**Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{BC} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 10.79 \text{ KN.m} \\ b) M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 12.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} = \max(a; b) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 12.77 \text{ KN.m}$$

**ELU** :  $M_t^{BC} = 12.77 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_t^{BC} = 7.81 \text{ KN.m}$

**Travée C-D :**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) M_t^{CD} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 18.45 \text{ KN.m} \\ b) M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 14.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t^{CD} = \max(a; b) \Rightarrow M_t^{CD} \geq 18.45 \text{ KN.m}$$

**ELU** :  $M_t^{CD} = 18.45 \text{ KN.m}$  ; **ELS** :  $M_t^{CD} = 13.34 \text{ KN.m}$

**Calcul des efforts tranchants**

**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.21 \times 5.2}{2} = 15.84 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1.1 \times \frac{6.21 \times 5.2}{2} = -17.42 \text{ KN}$$

**Travée B-C :**

$$V_B = +1.1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = +1.1 \times \frac{6.21 \times 5.2}{2} = +17.42 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1.1 \times \frac{6.21 \times 5.2}{2} = -17.42 \text{ KN}$$

**Travée C-D :**

$$V_C = +1.1 \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = +1.1 \times \frac{6.21 \times 5.5}{2} = +18.44 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -\frac{6.21 \times 5.5}{2} = -16.77 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau II.6.** Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible							
Types	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	
Type 6	17.44	-10.9	-3.27	12.73	-7.96	-2.39	18.81

**Tableau II.7.** Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

Etages courants (3 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup> )							
Types	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	
Type 1	15.45	-12.11	-3.03	11.17	-8.76	-2.19	18.21
Type 2	18.45	-11.32	-3.39	13.34	-8.19	-3.39	18.44
Type 3	18.45	-11.32	-3.39	13.34	-8.19	-3.39	18.44
Type 4	20.19	/	-3.03	14.6	/	-2.19	15.84
Type 6	16.46	-10.09	-3.03	11.9	-7.3	-2.19	17.42

**Tableau II.8.** Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

Etages courants (1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )							
--	--	--	--	--	--	--	--

Types	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	
Type 2	22.12	-13.09	-3.93	15.83	-9.37	-2.81	21.34
Type 3	22.12	-13.09	-3.93	15.83	-9.37	-2.81	21.34
Type 4	23.36	/	-3.5	16.72	/	-2.51	18.32

**Tableau II.9.**Les sollicitations des poutrelles du plancher RDC

RDC							
Types	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	
Type 2	31.35	-17.54	-4.69	22.05	-12.33	-3.7	28.58
Type 3	31.35	-17.54	-4.69	22.05	-12.33	-3.7	28.58

**Tableau II.10.**Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible

Terrasse accessible							
Types	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>aint</sub> (KN.m)	M <sub>a.rive</sub> (KN.m)	
Type 3	21.99	-13.68	-3.66	15.98	-9.94	-2.66	15.98
Type 5	27.37	/	-4.12	19.88	/	-2.98	20.27

**C. Ferrailage des poutrelles :**

Les sollicitations maximales des différents types de poutrelles à chaque niveau à l'ELU et l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II.11.**Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers

	M <sub>t max</sub> (KN.m)		M <sub>aint</sub> (KN.m)		M <sub>a.rive</sub> (KN.m)		V (KN)	Type
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	/
<b>Terrasse inaccessible</b>	17.44	12.73	-10.9	-7.96	-3.27	-2.39	18.81	T6
<b>Etage courant</b>	20.19	14.6	-12.11	-8.76	-3.39	-3.39	18.44	T4
<b>Etage bureaux</b>	23.36	16.72	-13.09	9.37	-3.93	-2.81	21.34	T4

<b>RDC</b>	31.35	22.05	-17.54	-12.33	-4.69	-3.7	28.58	T2
<b>Terrasse accessible</b>	27.37	19.88	-13.68	-9.94	-4.12	-2.98	20.27	T5

Pour le ferrailage des poutrelles, nous allons énoncer un exemple de calcul et le reste sera résumé dans un tableau :

**C.1.Ferrailage longitudinales**

**Plancher d'étage courant (type4) :**

**Données :**

**ELU :**  $M_{t \max}=20.19\text{KN.m}$  ;  $M_{a \text{ int}}=-12.11 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \text{ rive}}=-3.39 \text{ KN.m}$  ;  $V=15.84\text{KN}$

**ELS :**  $M_{t \max}=14.6\text{KN.m}$  ;  $M_{a \text{ int}}=-8.76\text{KN.m}$  ;  $M_{a \text{ rive}}=-3.39\text{KN.m}$

$b=65\text{cm}$  ;  $b_0=10\text{cm}$  ;  $h=24\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $d=22\text{cm}$  ; FPN

Calcul à l'ELU :

- En travée**

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 73.84 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m} > M_{t \max} = 20.19 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_{t \max} \Rightarrow$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.19 \cdot 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0.393 > \mu_{bu} = 0.045 \Rightarrow A' = 0$$

$$\epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.06$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.06) = 0.215$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{20.19 \cdot 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2.69 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400}, \quad A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour :  $A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

- **En appuis** : Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

- **En appuis intermédiaire** :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.11.10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.176 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0.393 > \mu_{bu} = 0.176 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.243$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.254) = 0.198$$

$$A_{int} = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{12.11.10^{-3}}{0.198 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400}, \quad A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{int}$$

On opte pour :  $A_{int} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$

- **En appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.39.10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0493 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0.393 > \mu_{bu} = 0.0493 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.063$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.214$$

$$A_r = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{3.39.10^{-3}}{0.214 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400}, \quad A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_r$$

On opte pour :  $A_r = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

### C.2.Ferrailage transversale

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right)$ ,  $\Phi_l = 10 \text{ mm}$  (Diamètre minimale des armatures longitudinales)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 6.85 \text{ mm}$$

On opte pour un étrier  $\Phi 8$  avec  $A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

### C.3.Espacement St

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$\begin{cases} St_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St_1 \leq 19.8 \text{ cm} \\ St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St_2 \leq 101 \text{ cm} \\ St_3 \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} \Rightarrow St_3 \leq 87.35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où :  $St = \min(St_1; St_2; St_3) = 15 \text{ cm}$

### C.4.Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte au cisaillement** :  $V_{max} = 15.84 \text{ kN}$

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right] = \left[0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{18.44 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.84 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

#### ❖ Appuis de rive :

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max}$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.15 \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{18.44 \times 10^{-3}}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

❖ **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d})$

$$A_l = A_{travée} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} \times (18.44 \times 10^{-3} + \frac{-12.11 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22}) = -1.22 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification n'est nécessaire car l'effort tranchant est négligeable  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant

• **Vérification de la jonction Table-Nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5) \text{ MPA}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 18.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.22 \times 0.04} = 0.98 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

• **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.276 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec  $a \leq (0.9d ; \text{lrgeur de l'appui} - 4\text{cm}) = \min(0.9 \times 0.22; 30 - 4) = 0.198\text{m}$

$V_u = 18.44 \text{ KN} \leq 0.276 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 132.165 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**C.5. Vérification à l'ELS :**

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

En travée :  $M_t^{ser} = 14.6 \text{ KN.m}$  ;  $A = A_t = 3.05 \text{ cm}^2$

Positon de l'axe neutre Y :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.035 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure, le calcul sera pour une section en T.}$$

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

**Position de l'axe neutre Y**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow \frac{65}{2}y^2 + (15 \times 3.05)y - 15 \times 3.05 \times 22 = 0$$

Après la résolution de l'équation : **y = 4.905 cm**

**Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{65}{3} \times 4.905^3 + 15 \times 3.05(22 - 4.905)^2$$

**I = 15926.8 cm<sup>2</sup>**

$$\sigma_{bc} = \frac{14.6 \times 10^{-3}}{15926.8 \times 10^{-8}} \times 0.049 = 4.49 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis intermédiaire :  $M_{int}^{ser} = -8.76 \text{ KN.m}$  ;  $A = A_{int} = 1.92 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre Y : le calcul se fait pour une section (b<sub>0</sub> × h)

$$H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -4.38 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{le calcul sera pour une section en T}$$

**Position de l'axe neutre Y**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 5y^2 + 28.8y - 633.6 = 0 \Rightarrow \mathbf{y = 8.74 \text{ cm}}$$

**Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{10}{3}8.74^3 + 15 \times 1.92(22 - 8.74)^2 \Rightarrow \mathbf{I = 7289.26 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.79 \times 10^{-3}}{7289.26 \times 10^{-8}} \times 0.0874 = 10.54 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Evaluation de la flèche**

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



$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Pour notre cas on a :  $l = 5.4m$  ;  $h = 24cm$  ;  $M_t^s = 14.6KN.m$  ;  $M_0^s = 14.6KN.m$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{540} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots$  **Condition non vérifiée**

⇒ La condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq f_{adm} \text{ Avec } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5, l > 5m \end{cases} \text{BAEL91(Art.B.6.5.2)}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

• **Les moments en travées :**  $M_i = w \frac{q_i \times L^2}{8}$  ; avec  $w = \frac{M_t^s}{M_0^s}$

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement

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

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

$$\begin{cases} G' = j = 4.1KN/m^2 \\ G = g = 5.41KN/m^2 \\ G + Q = p = 6.91KN/m^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_{jser} = 2.665 \text{ KN/m} \\ q_{gser} = 3.516 \text{ KN/m} \\ q_{pser} = 4.491 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{jser} = 8.96KN.m \\ M_{gser} = 11.83KN.m \\ M_{pser} = 15.11KN.m \end{cases}$$

• **Module de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.58MPa \end{cases}$$

• **Coefficient  $\lambda$**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.0138 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.076 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.23 \end{cases}$$

• **Calcul des contraintes  $\sigma_s$  :**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 144.25 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 190.46 \text{MPa} \\ \sigma_{sp} = 243.27 \text{MPa} \end{cases}$$

Avec :  $y = 4.905 \text{cm}, I = 15926.8 \text{cm}^2$

• Calcul de  $\mu$

$$\begin{cases} \mu_j = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}) = 0.635 \\ \mu_g = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}) = 0.708 \\ \mu_p = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}) = 0.763 \end{cases}$$

• Calcul du moment d'inertie  $I_0$

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

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15A} = 8.55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = 32385 \text{cm}^4$$

• Calcul des moments d'inertie fictifs  $I_f$  et des flèches

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12062.43 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 7.59 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 19041.44 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 10.93 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11210.08 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 6.19 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10643.45 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 10.9 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.93 \cdot 10^{-3} - 7.59 \cdot 10^{-3} + 10.9 \cdot 10^{-3} - 6.19 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta f = 8.05 \cdot 10^{-3} \text{m} = 0.805 \text{cm} > f_{adm} = 1.05 \text{cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12.** Ferrailage des poutrelles des différents planchers

Niveaux	Position	$M^{mt}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
Terrasse inaccessible	Travée	17.44	0.04	0.049	0.215	2.32	1.72	2HA12 + 1HA10 = 3.05
	Appuis intermédiaire	-10.9	0.168	0.217	0.2	1.56	0.26	1HA10 + 1HA12 = 1.92
	Appuis de rive	-3.27	0.047	0.06	0.214	0.44	0.26	1HA10 = 0.79
Niveau 1 et 2 (bureaux)	Travée	23.36	0.052	0.07	0.214	3.13	1.72	3HA12 = 3.39
	Appuis intermédiaire	-13.09	0.197	0.278	0.195	1.91	0.26	2HA12 = 2.26
	Appuis de rive	-3.93	0.07	0.073	0.213	0.52	0.26	1HA10 = 0.79
RDC	Travée	31.35	0.07	0.091	0.212	4.25	1.72	3HA14 = 4.62
	Appuis intermédiaire	-17.54	0.255	0.375	0.185	2.69	0.26	2HA14 = 3.08
	Appuis de rive	-4.69	0.068	0.088	0.212	0.63	0.26	1HA10 = 0.79
Terrasse accessible	Travée	27.37	0.061	0.079	0.213	3.69	1.72	3HA14 = 4.62
	Appuis intermédiaire	-13.68	0.19	0.28	0.194	2.01	0.26	2HA12 = 2.26
	Appuis de rive	-4.12	0.059	0.077	0.213	0.55	0.26	1HA10 = 0.79

Tableau II.13.Vérification nécessaires à l'ELU

	Bielle	Armature longitudinales aux appuis $A_l \geq$	Jonction table nervure	Cisaillement
--	--------	---	------------------------	--------------

Niveaux	$V_u \leq 0.276ab_0f_{c28}$	App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$ $\leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$	
		$\frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d})$		
Terrasse inaccessible	18.81 < 132.16	3.84 > 0.55	4.97 > -1.09	1.02 < 3.33	0.87 < 3.33
Etages bureaux	21.34 < 132.16	4.18 > 0.62	6.25 > -1.35	1.16 < 3.33	0.98 < 3.33
RDC	28.58 < 132.16	5.41 > 0.84	7.7 > -1.8	1.56 < 3.33	1.32 < 3.33
Terrasse accessible	20.27 < 132.16	5.41 > 0.65	6.88 > -1.4	1.21 < 3.33	1.03 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.14. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Position	$M_s(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	Contrainte $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	12.73	3.05	4.91	15926.8	5.67 < 15	Vérifiée
	Appui	-7.96	1.92	8.74	7289.26	2.98 < 15	Vérifiée
Etages bureaux	Travée	16.72	3.39	5.24	17366.04	7.32 < 15	Vérifiée
	Appui	-8.76	2.26	12.7	9759.95	3.14 < 15	Vérifiée
RDC	Travée	22.05	4.62	6.14	22267.32	8.97 < 15	Vérifiée
	Appui	-12.33	3.08	10.36	9966.07	1.89 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	19.88	4.62	6.14	22267.32	7.83 < 15	Vérifiée
	Appui	-9.94	2.26	12.7	9759.95	1.85 < 15	Vérifiée

Tableau II.15. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Terrasse inaccessible	Etages bureaux	RDC	Terrasse accessible
L(cm)	5.1	5.4	5.4	5.4
$A_s(cm^2)$	3.05	3.39	4.62	4.62
$q_{jser} (KN/m)$	2.015	2.665	2.665	2.015

$q_{gser}(KN/m)$	4.244	3.516	3.516	4.478
$q_{pser}(KN/m)$	4.894	5.141	6.766	5.453
$M_{jser}(KN.m)$	5.45	8.97	8.97	7.62
$M_{gser}(KN.m)$	11.47	11.83	11.83	16.93
$M_{pser}(KN.m)$	13.23	17.30	22.77	20.62
Y(cm)	4.905	5.13	5.86	5.86
$I(cm^4)$	15927	17397	22413	22413
$I_0(cm^4)$	32385	33298	36453	36453
$\rho$	0.0138	0.015	0.021	0.021
$\lambda_i$	3.07	2.76	2.03	2.031
$\lambda_v$	1.23	1.11	0.812	0.812
$\sigma_{sj}(MPA)$	84.379	125.98	93.355	79.31
$\sigma_{sg}(MPA)$	177.72	166.98	123.16	176.25
$\sigma_{sp}(MPA)$	204.93	243.05	237.01	214.63
$\mu_j$	0.692	0.627	0.63	0.581
$\mu_g$	0.457	0.702	0.704	0.782
$\mu_p$	0.727	0.784	0.833	0.817
$I_{fji}(cm^4)$	11421.5	12448	16517.4	15521.1
$I_{fgv}(cm^4)$	22807.9	21696.2	26581.2	27207.6
$I_{fgi}(cm^4)$	14870.2	13443.8	17586.6	18470.4
$I_{fpi}(cm^4)$	11139.1	11513.4	14904.5	15113.3
$f_{ji}(cm)$	7.77	7.36	6.21	9.47
$f_{gv}(cm)$	5.53	9.638	8.78	7.265
$f_{gi}(cm)$	2.84	5.188	4.41	3.58
$f_{pi}(cm)$	9.27	11.603	13.24	11.84
$\Delta f(mm)$	4.19	8.69	11.4	6.055
$f_{adm}(mm)$	10.1	10.4	10.4	10.4
Observation	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Non vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

On remarque que dans le plancher RDC la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.16.** Vérification de la flèche

Types	$A(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	Observation
RDC	3HA14=4.62	2HA14+1HA16=5.09	9.76	10.4	vérifiée

**Tableau II.17.** Conclusion de ferrailage des différents niveaux

Niveau	Position	$A_{longitudinales}(cm^2)$	$A_{transversale}(cm^2)$
Etages courants	Travée	2HA12 + 1HA10 = 3.05	2HA8 = 1.01
	Appui	1HA10 + 1HA12 = 1.92	St = 15cm
Etages bureaux	Travée	3HA12 = 3.39	2HA8 = 1.01
	Appui	2HA12 = 2.26	St = 15cm
RDC	Travée	2HA14 + 1HA16 = 5.09	2HA8 = 1.01
	Appui	2HA14 = 3.08	St = 15cm
Terrasse accessible	Travée	3HA14 = 4.62	2HA8 = 1.01
	Appui	2HA12 = 2.26	St = 15cm
Terrasse inaccessible	Travée	2HA12 + 1HA10 = 3.05	2HA8 = 1.01
	Appui	1HA10 + 1HA12 = 1.92	St = 15cm

**II.1.1.2.7.Schémas de ferrailage**

Voire annexe 3

**II.1.1.2.8.Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance **Fe =500 MPa**

**Les armatures perpendiculaire et parallèle aux poutrelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 cm^2 / ml \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 cm^2 / ml \end{array} \right. \quad \text{CBA (Art B.6.8.4.2.3)}$$

**On choisit :**

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1.13\text{cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

Et un treillis soudés de mailles(150 × 150)mm<sup>2</sup>

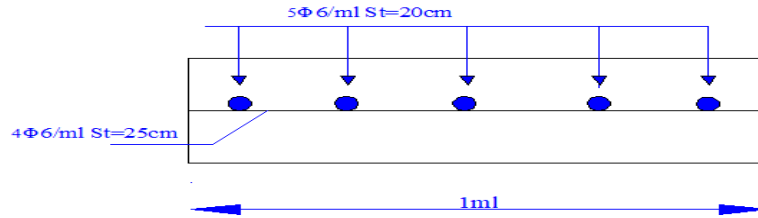


Figure II.5.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.1.2.Plancher à dalle pleine

II.1.2.1.Pré-dimensionnement des dalles pleines

Les dalles pleines sont des dalles en béton armé souvent utilisées dans le cas d’une surcharge importante. Ces derniers sont pré-dimensionnées à base de trois critères sont comme suit :

- Critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis et } \rho \leq 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois ou quatre appuis et } \rho \leq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un ou deux appuis}$$

L<sub>x</sub> : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

- Résistance au feu

$$e \geq 7 \text{ cm pour une heure de coupe-feu}$$

$$e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe-feu}$$

$$e \geq 14 \text{ cm pour quatre heures de coupe-feu}$$

- Critère de l’isolation phonique : e ≥ 14 cm

Avec : e = épaisseur de la dalle

Tableau II.18.Détermination de l’épaisseur (e) de la dalle pleine

Nomination	Type	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) Coupe feu
------------	------	--------------------------	------------------------------	------------------

DP1	<p>Dalle sur 2 appuis  <math>L_x=1,26\text{ m}</math>  <math>L_y=3,6\text{ m}</math></p>	$\frac{1,26}{3,6} = 0,35$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $4,2 \leq e \leq 6,3$	$e \geq 11$
DP2	<p>Dalle sur 2 appuis  <math>L_x=1,3\text{ m}</math>  <math>L_y=4\text{ m}</math></p>	$\frac{1,3}{4} = 0,33$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $4,33 \leq e \leq 6,5$	$e \geq 11$
DP3	<p>Dalle sur 3 appuis  <math>L_x=1,5\text{ m}</math>  <math>L_y=5,5\text{ m}</math></p>	$\frac{1,5}{5,5} = 0,27$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $3,33 \leq e \leq 3,75$	$e \geq 11$
DP4	<p>Dalle sur 3 appuis  <math>L_x=1,4\text{ m}</math>  <math>L_y=5\text{ m}</math></p>	$\frac{1,4}{5} = 0,28$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $3,11 \leq e \leq 3,5$	$e \geq 11$
DP5	<p>Dalle sur 2 appuis  <math>L_x=1,5\text{ m}</math>  <math>L_y=3,27\text{ m}</math></p>	$\frac{1,5}{3,27} = 0,46$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $5 \leq e \leq 7,5$	$e \geq 11$

**Remarque :** Remarquons que le critère de coupe-feu qui donne la valeur déterminante nous avons opté pour une épaisseur de 15 cm.

II.1.2.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.19. Evaluation de charges dalle pleine des balcons

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
----	--------------------------	-------	-----------------------------------	-------------------------



1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
<b>G</b>				<b>5.11</b>
<b>Q</b>				<b>3.5</b>

Tableau II.20. Evaluation de charges dalle pleine plancher courant

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
<b>G</b>				<b>5.11</b>
<b>Q</b>				<b>1.5</b>

II.1.2.3. Etude des dalles pleines

Tableau II.21. Données des différents types de dalles pleines

Type	Lx (m)	Ly (m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
DP1	1,26	3,6	0,35	/	/	/	/
DP2	1,3	4	0,33	/	/	/	/
DP3	1,5	5,5	0,27	/	/	/	/
DP4	1,4	5	0,28	/	/	/	/
DP5	1,5	3,27	0,46	0,1022	0,25	0,1051	0,3319

Pour les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  (voir ANNEXE 1)

1. Exemple de calcul d'une dalle DP3 (sur trois appuis)

A. Calcul des sollicitations

➤  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,11) + 1,5(3,5) = 12,15 \Rightarrow q_u = 12,15 \text{ KN/m}$

➤  $q_s = G + Q = 5,11 + 3,5 \Rightarrow q_s = 8,61 \text{ KN/m}$

➤  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} \Rightarrow M_u = 13,67 \text{ KN.m}$

➤  $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} \Rightarrow M_s = 9,69 \text{ KN.m}$

➤  $V = q_u \times l = 12,5 \times 1,5 \Rightarrow V = 18,23 \text{ KN.m}$

**B.Ferraillage**

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1,25 \times [ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} ] ; z = d ( 1 - 0,4 \alpha )$

$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} ; A_{min} = b \times e \times \rho_0$

**Tableau II.22.Ferraillage de DP3**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
13,67	0,067	0,087	0,116	3,39	1,2	5HA10 = 3,93	20

**C.Les armatures de répartitions**

$A_r = \frac{A_p}{4}$  (dalle qui travaille selon un seul sens)

**Tableau II.23.Armatures de répartitions de DP3**

$A_r^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_r^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
0,98	4HA8 = 2,01	25

**D.Calcul du ferraillage aux appuis**

$A_a = \frac{A_r}{4}$

**Tableau II.24.Ferraillage des appuis**

$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{opté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
2,01	0,5	3HA8 = 1,51	33

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (3e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque**

Toutes les dalles de DP1, DP2, DP3 et DP4 auront le même ferrailage aux appuis.

**E.Vérification aux états limites (ELU et ELS)**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,152 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,152 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée alors pas de risque de rupture par cisaillement (pas besoin d'armatures transversales)

- **Vérification des contraintes (béton)**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

**Tableau II.25.** Vérification des contraintes du béton à l'ELS

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
3,22	5657,24	5,52	15	Vérifiée

- **Vérification des contraintes (aciers)**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\eta = 1,6 ; f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

**Tableau II.26.** Vérification des contraintes de l'acier à l'ELS

$\frac{2}{3} f_e$ (MPa)	$110 \sqrt{\eta f_{t28}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
266,67	201,63	201,63	225,58	Non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS

$$A_s = \frac{M_s}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s} ; \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} ; \beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau II.27.Ferrailage à l'ELS

$\beta$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
$3,34 \times 10^{-3}$	0,28	4,45	4HA12 = 4,45	25

Les armatures de répartitions

Tableau II.28.Armatures des répartitions

$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
1,13	4HA8 = 2,01	25

DP1, DP2, DP4 travaillent selon un seul sens, leurs ferrailage sera de la même manière que DP3

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.29.Sollicitations des dalles

Type	$M_u$ (Kn.m)	$M_s$ (Kn.m)	$V_u$ (Kn)
DP1	9,65	6,61	15,31
DP2	10,27	7,28	15,795
DP4	11,91	8,44	17,01

Tableau II.30.Ferrailage des dalles pleines

Type	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_t$ (cm)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
DP1	0,047	0,06	0,117	2,37	1,2	5HA10 =3,93	20	4HA8 =2,01	25
DP2	0,05	0,064	0,117	2,52	1,2	5HA10 =3,93	20	4HA8 =2,01	25
DP4	0,058	0,075	0,116	2,95	1,2	5HA10 =3,93	20	4HA8 =2,01	25

Calcul du ferrailage aux appuis

$$A_a = \frac{A_r}{4}$$

**Tableau II.31.**ferrailage des appuis des dalles pleines

$A_r$ ( $cm^2$ )	$A_a$ ( $cm^2$ )	$A_a^{opté}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
2,01	0,5	3HA8 = 1,51	33

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min ( 3e ; 33 ) \text{ cm} = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque**

Toutes les dalles de DP1, DP2, DP3 et DP4 auront le même ferrailage aux appuis.

**Tableau II.32.**Vérification de l'effort tranchant

Type	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
DP1	0,128	1,17	Vérifiée
DP2	0,123	1,17	Vérifiée
DP4	0,142	1,17	Vérifiée

**Tableau II.33.**Vérification des contraintes du béton

Type	y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
DP1	3,22	5657,24	3,89	15	Vérifiée
DP2	3,22	5657,24	4,11	15	Vérifiée
DP4	3,22	5657,24	4,8	15	Vérifiée

**Tableau II.34.**Vérification des contraintes de l'acier

Type	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
DP1	159,24	201,63	Vérifiée
DP2	167,48	201,63	Vérifiée
DP4	196,48	201,63	Vérifiée

**Tableau II.35.**Vérifications de la flèche

Dalles	$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_x^0} \right]$	$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$	$l_x < 8m$	Observation
DP1	0,12 > 0,05	$1,675 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	1,6 < 8	Vérifiée
DP2	0,12 > 0,05	$1,675 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	1,3 < 8	Vérifiée
DP3	0,1 > 0,05	$3,77 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	1,5 < 8	Vérifiée
DP4	0,11 > 0,05	$1,675 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	1,4 < 8	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**2.Dalle DP5 (sur deux appuis)**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad ; \quad M_t^{x,y} = 0,85 M_{0x,y} \quad ; \quad M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \times [ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} ] \quad ; \quad z = d ( 1 - 0,4 \alpha )$$

$$A_{x,y}^t = \frac{M_{x,y}^t}{z \times f_{st}} \quad ; \quad A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \quad ; \quad A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$$

**Tableau II.36.Ferraillage de DP5**

sens		$M_t$ (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
	x	2,37	0,0115	0,015	0,119	0,57	1,524	4HA8 =2,01
	y	0,593	$2,9 \times 10^{-3}$	$3,6 \times 10^{-3}$	0,12	0,142	1,2	3HA8 =1,51
appui		0,837	$4,09 \times 10^{-3}$	$5,12 \times 10^{-3}$ *	0,12	0,2	/	3HA8 =1,51

$$S_t^x = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min [ 4e ; 45\text{cm} ] \text{ vérifiée}$$

$$S_t^y = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \leq \min [ 3e ; 33\text{cm} ] \text{ vérifiée}$$

**A. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28}$$

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad ; \quad V_u^y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

**Tableau II.37.** Vérifications de l'effort tranchant

sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	Observation
x-x	8,748	0,0729	1,25	Vérifiée
y-y	0,83	0,0069	1,25	Vérifiée

Pas de risque de rupture par cisaillement

Le panneau de dalle se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) ainsi que la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ).

**B. Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

**Tableau II.38.** Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
x-x	1,734	2,4	3239,42	1,28	15	Vérifiée
y-y	0,578	2,12	2806,02	0,437	15	Vérifiée

**C. Vérification de la contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

**Tableau II.39.** Vérification de la contrainte dans l'acier

sens	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x-x	77,08	201,63	Vérifiée
y-y	30,53	201,63	Vérifiée

**D.Vérification de la flèche**

- $\frac{e}{l_{x,y}} > \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{x,y}^t}{20 \times M_0^{x,y}} \right]$
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$
- $l_{x,y} < 8m$

**Tableau II.40.**Vérifications de la flèche DP5

Sens x-x	Sens y-y
$\frac{e}{l_x} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1$ $\max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{x,y}^t}{20 \times M_0^{x,y}} \right] = 0,0425$ $0,1 > 0,0425$	$\frac{e}{l_x} = \frac{0,15}{3,27} = 0,046$ $\max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{x,y}^t}{20 \times M_0^{x,y}} \right] = 0,0425$ $0,046 > 0,0425$
Vérifiée	Vérifiée
$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 12} = 1,675 \times 10^{-3}$ $\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$ $1,675 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,51}{100 \times 12} = 1,258 \times 10^{-3}$ $\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$ $1,258 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$
Vérifiée	Vérifiée
$l_x = 1,5 \text{ m} < 8m$	$l_y = 3,27 \text{ m} < 8m$
Vérifiée	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**II.1.2.4.Schémas des ferrillages des dalles pleines**

Voir annexe 5

**II.2.Les escaliers**

Notre projet comporte deux types d'escaliers :

- Escalier à quatre volées reliant le 1<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> étage
- Escalier à trois volées au niveau de 11<sup>ème</sup> étage (duplex) en bois

Pour qu'un escalier garantis ses fonctions dans les meilleures conditions du confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches doit être entre 14 et 18 cm.



- La largeur g (giron) doit être entre 25 et 32 cm.
  - La formule empirique de **BLONDEL**:  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$
- Soit (n-1) et n : le nombre de marches et de contremarches respectivement.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

H : la hauteur de la volée.

L : la longueur entre nus de deux appuis.

L<sub>0</sub>: la longueur projetée de la volée.

L<sub>p</sub> : la longueur du palier.

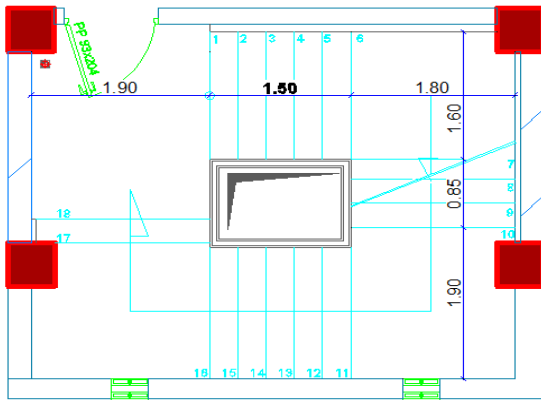


Figure II.6. Vue en plan escalier étage courant

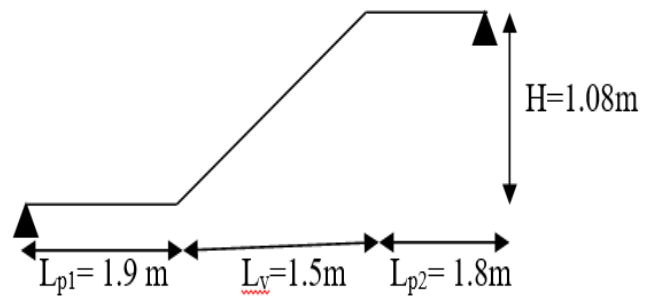


Figure II.7. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée

### II.2.1. Pré dimensionnement des escaliers

Hauteur d'étage égale  $H = 3,24 \text{ m}$

Nombre des contres marches  $n = 18$

Hauteur de la marche  $h = \frac{324}{18} = 18 \text{ cm}$

On a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 59 - 2h \leq g \leq 64 - 2h \rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

On opte donc pour des escaliers de : **g = 28cm et h = 18 cm**

Inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{108}{150} \Rightarrow \alpha = 35,75^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$$

$$L = 1.9 + 1.8 + \sqrt{1.5^2 + 1.08^2} = 5.5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{550}{30} \leq e \leq \frac{550}{20} \Rightarrow 18.33 \leq e \leq 27.5$$

On prend **e = 20 cm**

II.2.2.Evaluation des charges

Tableau II.41.Evaluation des charges du palier

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique Kn/m <sup>3</sup>	Poids Kn/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>G</b>				<b>5.27</b>
<b>Q</b>				<b>2.5</b>

Tableau II.42.Evaluation des charges de la volée

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique Kn/m <sup>3</sup>	Poids Kn/m <sup>2</sup>
1	Paillasse	0.2/cos( $\alpha$ )	25	6.32
2	Carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.28
3	Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
4	Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.26
5	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
6	Enduit en ciment	0.02/cos( $\alpha$ )	18	0.45
7	Poids des marches	h/2	22	1.98
<b>G</b>				<b>10.13</b>
<b>Q</b>				<b>2.5</b>

II.2.3.Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose d'un seul type d'escaliers à quatre volées.

Tableau II.43.Calcul des charges a l'ELU et l'ELS

Volée	Palier

Charges ( KN/m <sup>2</sup> )	G = 10,13 Q = 2,5	G = 5,27 Q = 2,5
ELU ( KN/ml)	$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1ml$ $q_u = 17,43$	$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1ml$ $q_u = 10,87$
ELS (KN/ml)	$q_s = (G + Q) \times 1ml$ $q_s = 12,63$	$q_s = (G + Q) \times 1ml$ $q_s = 7,77$

II.2.3.1.Calcul des ferrailages

Exemple de calcul sur la première volée, et le ferrailage obtenu sera le même pour les autres.

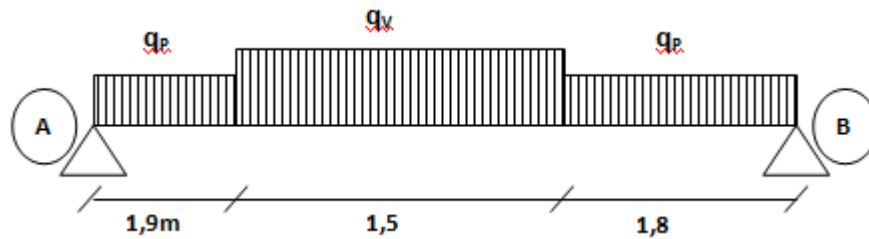


Figure II.8.Schéma statique des charges sur la volée

Le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM), les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.44.Calcul des sollicitations

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_t^{max} =$ $0,85M_0$ (KN.m)	$M_a =$ $0,5M_0$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
ELU	33,08	33,28	47,66	40,51	23,83	33,28
ELS	23,77	23,92	34,37	29,22	17,19	23,92

Le ferrailage se fera a la flexion simple pour une section de  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

F.P.N , e = 20 cm , c = 2 cm , d = 18 cm

Tableau II.45.Calcul du ferrailage

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
Travée	0,088	0,115	0,171	6,8	2,17	5HA14 =	25

						7,7	
<b>Appuis</b>	0,052	0,066	0,175	3,91	2,17	4HA12 = 4,52	20

### Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

**Tableau II.46.** Calcul des armatures de répartition

	$A_r$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{opté}$ ( $cm^2/ml$ )	$S_t$ ( $cm$ )
<b>Travée</b>	1,925	4HA8 = 2,01	25
<b>Appuis</b>	1,13	3HA8 = 1,51	33

### Les vérifications à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, pas de risque de rupture par cisaillement

- **Vérification de l'espacement**

**Sens principal :** travée :  $S_t = \leq \min ( 3^e ; 33cm ) = 33cm$

Appuis :  $S_t = \leq \min ( 3^e ; 33cm ) = 33cm$

**Sens secondaire :** travée :  $S_t = \leq \min ( 4^e ; 45cm ) = 45cm$

Appuis :  $S_t = \leq \min ( 4^e ; 45cm ) = 45cm$

### Les vérifications à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Tableau II.47.** Vérifications des contraintes dans le béton

	$M_s$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Travée	29,22	5,4	23585,58	6,69	15	Vérifiée
Appuis	17,19	4,3	15375,62	4,8	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

Tableau II.48. Vérifications de la flèche

	$\frac{e}{l} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right]$	$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$	$l < 8m$	Observation
Travée	$0,0385 < 0,043$	$4,28 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$	$5,2 < 8$	Non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \mathcal{F} = \frac{l}{1000} + 5 = 10,2 \text{ mm}$$

Tableau II.49. Chargements

	Volée (KN/m)
j	6,32
g	10,13
p	12,63

Tableau II.50. Valeurs des vérifications de la flèche

Indication	Valeur
$q_j$ (KN)	4,108
$q_g$ (KN)	6,585
$q_p$ (KN)	8,21
$M_j$ (KN.m)	14,42
$M_g$ (KN.m)	22,03
$M_p$ (KN.m)	29,21

$\rho$	0,0043	
$\lambda_i$	4,91	
$\lambda_v$	1,96	
y (m)	0,054	
I ( $m^4$ )	0,00024	
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	115,56	
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	176,59	
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	234,168	
$\mu_j$	0,098	
$\mu_g$	0,28	
$\mu_p$	0,39	
$X_G$ (m)	0,5	
$Y_G$ (m)	0,1	
$I_0$ ( $m^4$ )	0,0034	
$I_1$ ( $m^4$ )	0,0033	
$I_2$ ( $m^4$ )	0,00007	
$I_{fi}$ ( $m^4$ )	0,0025	Sous j
$I_{fv}$ ( $m^4$ )	0,0031	
$I_{fi}$ ( $m^4$ )	0,0016	Sous g
$I_{fv}$ ( $m^4$ )	0,0024	
$I_{fi}$ ( $m^4$ )	0,0013	Sous p
$I_{fv}$ ( $m^4$ )	0,0021	
$E_v$ (MPa)	10818,86	
$E_i$ (MPa)	32456,6	
$f_{gv}$ (mm)	2,28	
$f_{ji}$ (mm)	0,48	
$f_{pi}$ (mm)	1,92	
$f_{gi}$ (mm)	1,17	
$\Delta f$ (mm)	2,56	
$\bar{f}$ (mm)	10,2	
Observation	Vérifiée	

**II.2.3.2. Schéma des ferrillages des escaliers**

Voir l'annexe 4

**II.2.4 Etude de la poutre brisée**

C'est un élément incliné porteur, qui a un rôle de supporter les volées de l'escalier et les transmettre aux poteaux, la poutre brisée est sollicitée à la flexion simple et la torsion.

**II.2.4.1 Pré-dimensionnement**

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$L = 1.8 + \left( \frac{180}{\cos 35.75} \right) + 1.9 \Rightarrow L = 5,2 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34.67 \leq h \leq 52$$

On prend :  $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Exigences du RPA99/2003:  $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} ; h = \text{cm} \dots \text{vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = \text{cm} \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 ; \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \end{cases}$

**II.2.4.2 Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul à l'ELU**

- **Définition des charges**

La poutre est soumise à son :

$$\begin{cases} \text{Poids propre : } g_0 = 1.35 \times \gamma \times h \times b = 1.35 \times 25 \times 0.3 \times 0.45 = 4,56 \text{ KN/m} \\ \text{charges transmises par l'escalier: } \begin{cases} R_1 = 33,08 \text{ KN/ml} \\ R_2 = 33,28 \text{ KN/ml} \end{cases} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

Après le calcul par la méthode des éléments fini, on trouve :

**Tableau II.51** Les résultats de calcul par la méthode RDM

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(Kn)$
-----------	-----------	-------------	-------------	-------------	-----------

99,25	95,54	56,13	28,065	47,71	99,25
-------	-------	-------	--------	-------	-------

- Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Tableau II.52 Ferrailage de la poutre brisée à l'ELU

$M_u(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$
<b>En travée</b>					
47,71	0,026	0,0329	0,424	1,558	3,23
<b>En appui</b>					
28,065	0,0153	0,0193	0,427	1,558	1,89

➤ Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{99,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43} = 0,769 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa \dots \text{vérifiée}$$

- Armatures transversales à la flexion simple

On fixe  $St=15cm$

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,42 cm^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,174$$

$$A_{trans} = \max(0,42 ; 0,174), \text{ Donc on prend } A_{trans} = 0,42cm^2$$

II.2.4.3 Calcul à la torsion

Le moment de torsion  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment maximum aux appuis } M_a = 28,065 KN.m \\ \text{Le moment de torsion } M_{tor} = \frac{M_t \times l}{2} = 38,84KN.m \end{array} \right.$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

D'après le BAEL91(A.5.4.3), On doit vérifier que :  $\sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}$

Avec :  $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \text{ Avec } \left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1000 cm^2 \end{array} \right.$$



$$\text{Donc } \tau_{tor} = \frac{38,84 \times 10^{-3}}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,05} = 3,88 \text{ MPa}$$

Finalement :  $\sqrt{0,769^2 + 3,88^2} = 3,94 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition non vérifiée

On redimensionne la poutre, après calcul on obtient la nouvelle section nécessaire est de  $35 \times 45 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1142,59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{tor} = \frac{38,84 \times 10^{-3}}{2 \times 1142,59 \times 10^{-4} \times 0,0583} = 3,15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{99,25 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,43} = 0,659 \text{ MPa}$$

$\sqrt{0,659^2 + 3,15^2} = 3,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

• **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 136,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{38,84 \times 10^{-3} \times 1,3268 \times 1,15}{2 \times 0,114259 \times 400} = 6,48 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion**

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7,32 \text{ cm}^2, A_a = 4,88 \text{ cm}^2$$

**II.2.4.4. Ferrailage de la poutre brisée**

**a. Poutre brisée 1**

• **Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} \Rightarrow A_t = 0,42 + 7,32 = 7,74 \text{ cm}^2, A_a = 0,35 + 4,88 = 5,23 \text{ cm}^2$$

• **Armatures longitudinales**

**En appui**

$$A_l^a = A_a^{FS} + 0,5 \times A_l^{tor} = 5,23 + 0,5 \times 4,88 \Rightarrow A_l^a = 7,67 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$A_l^t = A_t^{FS} + 0,5 \times A_l^{tor} = 7,74 + 0,5 \times 7,32 \Rightarrow A_l^t = 11,4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_l^t = 11,4 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_l^a = 7,67 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 (\text{un cadre} + \text{un étrier}) \end{array} \right.$$

➤ Calcul à l'ELS

Après le calcul par la méthode des éléments fini, on trouve :

Tableau II.53 Les résultats de calcul par la méthode RDM

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(Kn)$
71,578	68,901	41,41	20,705	35,2	71,578

➤ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau II.54 Vérification des contraintes à l'ELS

zone	$M_s (KN.m)$	Y (m)	I ( $m^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	35,2	0,083	0,0004	5,97	15
appui	20,705	0,094	0,0006	3,15	15

Les états limites de compression du béton sont vérifiés

- Vérification de la flèche  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,81 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ Vérifiée} \\ l_{x,y} = 5,55 < 8m \text{ Vérifiée} \end{array} \right.$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b. Poutre brisée 2

Tableau II.55 Ferrailage de la poutre brisée a l'ELU

$M_u(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$
<b>En travée</b>					
14,46	0,0158	0,0198	0,427	1,817	0,975
<b>En appui</b>					
28,73	0,0313	0,0389	0,423	1,817	1,95

➤ Vérification à l'ELU

Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{58,82 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,43} = 0,39 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

**Armatures transversales à la flexion simple**

On fixe  $St=15\text{cm}$

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,525 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,35$$

$A_{trans} = \max(0,525 ; 0,35)$ , Donc on prend  $A_{trans} = 0,525 \text{ cm}^2$

**II.4.3 Calcul à la torsion**

Le moment maximum aux appuis  $M_a = 28,73 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion :  $M_{tor} = \frac{M_t \times l}{2} = 21,33 \text{ KN.m}$

**Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

D'après le BAEL91(A.5.4.3), On doit vérifier que :  $\sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}$

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

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \text{ Avec } \begin{cases} e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1142,59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc } \tau_{tor} = \frac{21,33 \times 10^{-3}}{2 \times 1142,59 \times 10^{-4} \times 0,0583} = 1,6 \text{ MPa}$$

Finalemnt :  $\sqrt{0,39^2 + 1,6^2} = 1,65 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 136,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{21,33 \times 10^{-3} \times 1,3668 \times 1,15}{2 \times 0,114259 \times 400} = 3,67 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion**

On fixe :  $S_t = 20\text{cm}$  en travée et 10 cm en appuis

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,54 \text{ cm}^2, A_a = 0,27 \text{ cm}^2$$

**II.4.4 Ferrailage de la poutre brisée**

- **Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} \Rightarrow A_t = 0,525 + 0,54 = 1,065 \text{ cm}^2, A_a = 0,35 + 0,27 = 0,62 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales**

**En appui**

$$A_l^a = A_a^{FS} + 0,5 \times A_l^{tor} = 0,62 + 0,5 \times 0,27 \Rightarrow A_l^a = 0,755 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$A_l^t = A_t^{FS} + 0,5 \times A_l^{tor} = 1,065 + 0,5 \times 0,54 \Rightarrow A_l^t = 1,335 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_l^t = 1,335 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } \mathbf{4HA10} = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2} \\ \text{Pour } A_l^a = 0,755 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} \\ \text{Pour } A_t = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} \text{ (un cadre + un étrier)} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul à l'ELS**

Après le calcul par la méthode des éléments finit, on trouve :

**Tableau II.56** Les résultats de calcul par la méthode RDM

$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_u$ (Kn)
21,03	10,52	42,76

➤ **Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

**Tableau II.57** Verification des contraintes à l'ELS

zone	$M_s$ (KN.m)	Y (m)	I ( $m^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	10,52	0,125	0,001	1,24	15
appui	21,03	0,105	0,0007	2,87	15

Les états limites de compression du béton sont vérifiés

**Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} = 0,152 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  Vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$  Vérifiée
- $l_{x,y} = 2,95 < 8m$  Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

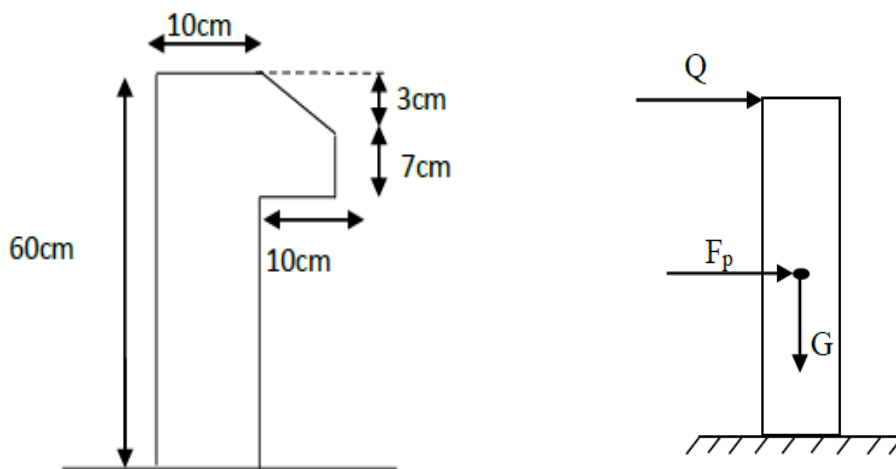
**II.2.4.5.Scéma de ferrailage de la poutre brisée**

Voire annexe 4

**II.3.L'acrotère**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.



**Figure II.9.**Coupe de l'acrotère **Figure II.10.**Sollicitations sur l'acrotère

**II.3.1.Evaluation des charges et surcharges**

**Tableau II.58.**Evaluation de la charge d'un acrotère

Désignation des éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	<b>0.0785</b>	<b>0.15</b>	<b>25</b>	<b>3.75</b>
Enduit de ciment à		<b>0.015</b>	<b>18</b>	<b>0.27</b>

Charge permanente totale	4.02
Charge d'exploitation	1

**II.3.2.Hypothèses de calcul**

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable (FN).
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

**II.3.3.Evaluation de charges verticales**

**Tableau II.59.Charges verticales**

Surface (cm <sup>2</sup> )	Poids propre	Enduit de ciment	G(KN/m)	Q(KN/m)
685	1.71	0.16	1.87	1

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivant :

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

$$Avec : \begin{cases} A = 0.15 \text{ (IIa): coefficient d'accelerationde la zone (RPA99 Tableau 4.1)} \\ C_p = 0.8: \text{facteur de la zone horizontale (RPA99 Tableau 6.1)} \\ W_p = G = 1.87(KN/m) : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.87 = 0.9 \text{ Kn}$$

**II.3.4.Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6.2 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 32.9 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :  $N_G = 1.87 \text{ KN/m}$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 0.9 \times 32.9 \times 10^{-2} = 0.3 \text{ KN.m}$$

Calcul de combinaison :

**Tableau II.60.Combinaison d'action de l'acrotère**

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	1.87	2.52	1.87
M(KN.m)	0.9	0.9	0.6

**II.3.5.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.52} = 0.357m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

⇒Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$  par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e_2 = e_1 + e_a \text{ Avec : } \begin{cases} e_a: \text{Excentricité additionnelle} \\ e_1: \text{Excentricité structurale} \end{cases}$$

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

$$\text{D'où : } e_2 = 0.357 + 0.02 = 0.377m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due

$$\text{à la déformation } e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h}$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.86cm$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 37.7 + 0.86 = 38.56cm$$

$$\text{Les sollicitations de calcul deviennent : } \begin{cases} N_u = 2.52KN \\ M_u = N_u \times e_t = 0.97KM.m \end{cases}$$

**II.3.6.Ferrailage**

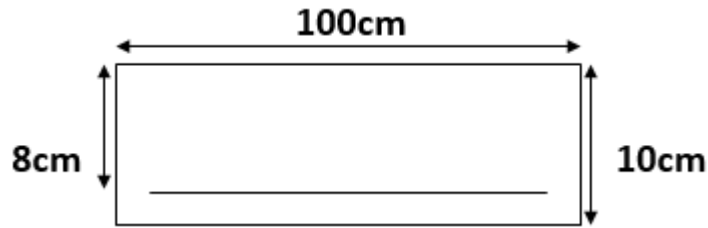


Figure II.11. Section à ferrailer

### ➤ A l'ELU

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$h = 10\text{cm}, d = 8\text{cm}, b = 100\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}, \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 + 2.52 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.0456\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.0456 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0115 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0144, \quad z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.079$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.0456 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.377\text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.377 \times 10^{-4} - \frac{2.52 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.305\text{cm}^2$$

### II.3.7. Vérification à l'ELU

#### 1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966\text{cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s : \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$$

#### 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13\text{cm}^2 / \text{ml}$$

#### 3. Espacement

$$1. \text{ Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3\text{cm}. \text{ On adopte } S_t = 20\text{cm}$$



2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3cm$ . On adopte  $S_t = 20cm$

4. **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries  $\Rightarrow$ FN

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28} ; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5 ; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q = 0.9 + 1 \Rightarrow V_u = 1.9KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.237MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### II.3.8.Vérification à l'ELS

1. **Position de l'axe neutre** :  $c = d - e_A$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.87} = 0.32m \Rightarrow c = 0.08 - 0.32 = -0.24m < 0$$

$\Rightarrow$  'c' est à l'extérieur de la section

**Calcul de  $y_c$** :

$$y = y_c + c ; y_c^3 + py_c + q = 0 \dots (*)$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.24)^2 + \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.24) = -0.167m^2 \\ q = -2 \times (-0.24)^3 + \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.24)^2 = 0.0257m^2 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = 0.26m, y = 0.02m$

2. **Calcul des contraintes** :

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 0.191 \cdot 10^{-4} m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = \frac{1.87 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-3}} = 0.0195MPa < \sigma_{bc} = 15MPa \\ \sigma_s = \frac{15N_{ser}}{\mu_t} = \frac{15 \times 1.87 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-3}} = 14.68MPa < \sigma_s = 201.64MPa \end{cases}$$

### II.3.9.Schéma de ferrailage

Voire annexe 6

## II.4.Poutre de chaînage

### II.4.1.Pré dimensionnement

D'après **RPA 99/2003 (Art 9.3.3)**, La dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 30; 15\text{cm}\right) \Rightarrow h \geq 20\text{cm}$$

**II.4.2. Condition de la flèche**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, L = 520\text{cm} \Rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

**Vérification des exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \text{ On prend : } b = 30\text{cm} , h = 35\text{cm}$$

**II.4.3. Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

Son poids propre :  $G_p = 25 \times 0.3 \times 35 = 2.625\text{KN/ml}$

Poids du mur :  $G_{mur} = 2.71(3.24 - 0.4) = 7.69\text{KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

- $q_u = 1.35G = 1.35 \times (2.625 + 7.69) = 13.96\text{KN/ml}$
- $q_s = 2.625 + 7.69 = 10.32\text{KN/ml}$

Moment isostatiques :  $\begin{cases} ELU: M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 47.08\text{KN.m} \\ ELS: M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 34.88\text{KN.m} \end{cases}$

Moment en travée :  $\begin{cases} ELU: M_t^u = 0.85M_0^u = 40.02\text{KN.m} \\ ELS: M_t^s = 0.85M_0^s = 29.65\text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis :  $\begin{cases} ELU: M_a^u = -0.5M_0^u = -23.54\text{KN.m} \\ ELS: M_a^s = -0.5M_0^s = -17.44\text{KN.m} \end{cases}$

II.4.4.Ferraillage à l'ELU

Tableau II.61.Résultats du ferraillage de la poutre de chaînage

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	$A^{calculé}(cm^2/ml)$	$A^{min}(cm^2/ml)$	$A^{choisit}(cm^2/ml)$
Travée	40.02	0.086	0.112	0.315	3.65	1.19	3HA14=4.62
Appui	-23.54	0.051	0.065	0.321	2.1	1.19	3HA12=3.39

- Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 36.22KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.36MPa$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} < \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Calcul des armatures transversales

On fixe  $S_t = 15cm$ , puis on calcule  $A_{trans}$

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.56cm^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0$$

Soit un cade de  $\emptyset 8$  + un étrier de  $\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 2\emptyset 8 = 1.01cm^2$

II.4.5.Vérification à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée) si les conditions de la vérification de la flèche ne sont pas vérifiées.

Tableau II.62.Vérification de la flèche de chaînage

Position	$M_s(KN.m)$	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	29.65	10.06	43540	$6.85 < 15$	observée
Appuis	-17.44	8.85	34183	$4.52 < 15$	observée

- Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{35}{520} = 0.067 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = 0.042 \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = 4.81 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ l = 5.2\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**II.4.6.Schéma de ferrailage**

Voire annexe7

**II.5.Pré dimensionnement des poutres**

La poutre est une structure porteuse horizontale en béton armé, destiné à supporter des charges entre et au-delà des appuis. Elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis.

**II.5.1.Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la flèche suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

$$L_{\max} = 558 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 528 \text{ cm} \Rightarrow 35.2\text{cm} \leq h \leq 52.8\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 45)$  cm<sup>2</sup>

Vérification des exigences du **(RPA99/V2003.Art.7.5.1)**

$b \geq 20$  cm ; on a  $b = 30 \geq 20$  cm .....condition vérifiée

$h \geq 30$  cm ; on a  $h = 45 \geq 30$  cm ..... condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$  ; on a  $\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$  .....condition vérifiée

**II.5.2.Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$L_{\max} = 550 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 520 \text{ cm} \Rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

Vérification des exigences du (RPA99/V2003.Art.7.5.1)

$b \geq 20 \text{ cm}$  ; on a  $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$  ; on a  $h = 40 \geq 30 \text{ cm}$  ..... condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$  ; on a  $\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$  .....condition vérifiée

**II.6.Pré-dimensionnement des voiles**

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé banchée in situ, son pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions du (RPA99/V2003.Art.7.5.1)suivantes :

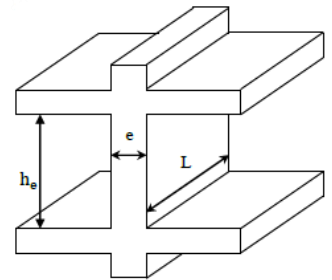
- $e \geq \max(\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm})$  ;  $h_e$  : hauteur libre du voile
- $L \geq 4e$

Tel que :

$e$  : épaisseur du voile

$L$  : largeur du voile

$h_e$  : la hauteur libre d'étage (hauteur d'étage –  $h_{\text{poutre}}$ )



**Figure II.12.**Coupe d'un voile en élévation

**Sous-sol :**

Sens secondaire :  $h_e = 325 - 40 = 285 \text{ cm}$

Sens principale :  $h_e = 325 - 45 = 280 \text{ cm}$

$e = 20\text{cm}$

**RDC :**

Sens secondaire :  $h_e = 520 - 40 = 480 \text{ cm}$

Sens principale :  $h_e = 520 - 45 = 475 \text{ cm}$

$e = 25\text{cm}$

**Étage courant :**

Sens secondaire  $h_e = 324 - 40 = 284 \text{ cm}$

Sens principale :  $h_e = 324 - 45 = 279 \text{ cm}$

$e = 20\text{cm}$

L'épaisseur à prendre pour les voiles du RDC et le sous-sol est :  $e = 25\text{cm}$  , et pour les étages courants :  $e = 20\text{cm}$

Longueur minimal des voiles sera de :  $L_{\text{min}} \geq 4 \times e \Rightarrow L_{\text{min}} = 80\text{cm}$

II.7.Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, rectangulaires ou carrés destinés à supporter de façon ponctuelle les charges (dalles du niveau supérieur) et de les transmettre aux infrastructures de la structure. Leurs pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4.1)**. Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **(RPA99/V2003.Art.7.4.1)**:

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$  ;  $h_e$ : Hauteur libre d'étage
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Tableau II.63. Sections préalable des poteaux

étage	Sous-sol	RDC	Etage1+2	Etage3+4	Etage5+6	Etage7+8	Etage9+10	Duplex
Section (cm <sup>2</sup> )	55 × 55	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40
S (m <sup>2</sup> )	0.3025	0.3025	0.275	0.25	0.225	0.2025	0.18	0.16
G <sub>p</sub> =25.S.H (KN)	24.57	39.33	22.28	20.25	18.23	16.4	14.58	12.96

II.7.1.Descente de charges sur le poteau le plus sollicité (P1)(Page 10)

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué une descente de charge pour le poteau qui a la plus grande surface afférente et celui associé à la cage d'escaliers, après les calculs nous avons constaté que le poteau qui à la grande surface afférente qui est le plus sollicité.

II.7.1.1.Calcul de la surface afférente

➤ **Plancher étage courant** Sous G :  $S_{GCC} = S1 + S2 + S3 + S4$

$$= (2.4 + 2.525) \times 2.64 + (2.4 + 2.525) \times 2.775$$

$$= 26.67 \text{ m}^2$$

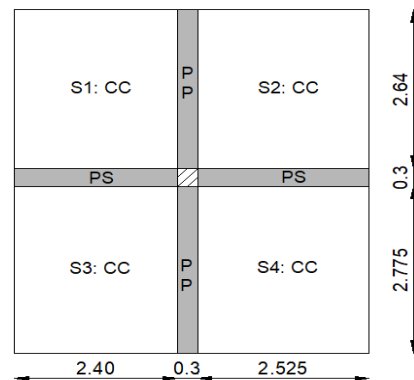
Sous Q :  $S_{Qcc} = (L_{pp} + L_{ps}) \times b + S_{GCC}$

$$= (2.4 + 2.525 + 2.775 + 2.64) \times 0.3 + 26.67$$

$$= 29.77 \text{ m}^2$$

du poteau(étage courant)

Figure II.13.Surface afférente



➤ **Plancher duplex niveau 1**

Sous G :  $S_{Gcc} = S1 + S2 + S3 + S4$   
 $= (2.4 + 1.81) \times 2.64 + (2.4 + 1.81) \times 2.775$   
 $= 22.79 \text{ m}^2$

$S_{GTA} = S5 + S6 = (2.64 + 2.775) \times 0.715 = 3.87 \text{ m}^2$

$S_{tot} = 26.66 \text{ m}^2$

Sous Q :  $S_Q = (L_{pp} + L_{ps}) + S_G$

$= 10.34 \times 0.3 + 26.66 = 29.76 \text{ m}^2$

Poutre :  $\begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 5.415 = 18.27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.925 = 14.77 \text{ KN} \\ G_{poutre} = 33.04 \text{ KN} \end{cases}$

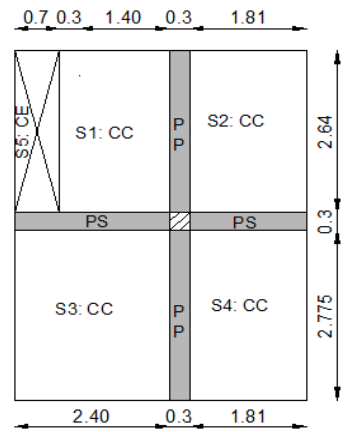


Figure II.14. Surface afférente du poteau (duplex niv1)

➤ **Plancher duplex niveau 2**

Sous G :  $S_{Gcc} = S1 + S2 + S3 + S4$   
 $= (1.4 \times 2.64) + (2.4 \times 2.775) + (2.64 + 2.775) \times 1.81$   
 $= 20.16 \text{ m}^2$

Sous Q :  $S_Q = (L_{pp} + L_{ps}) + S_G = 9.625 \times 0.3 + 20.16$   
 $= 23.05 \text{ m}^2$

Poutres :  $\begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 5.415 = 18.27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.21 = 12.63 \text{ KN} \\ G_{poutre} = 37.83 \text{ KN} \end{cases}$

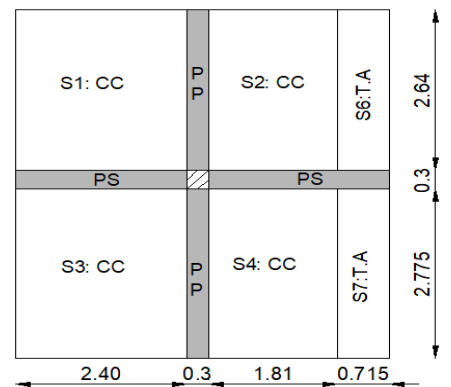


Figure II.15. Surface afférente du poteau (duplex niv2)

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Sous G :  $S_{Gcc} = S1 + S2 = (2.64 + 2.775) \times 2.4 = 12.99 \text{ m}^2$

Sous Q :  $S_Q = (L_{pp} + L_{ps}) + S_G = 7.815 \times 0.3 + 12.99 = 15.33 \text{ m}^2$

Poutres :  $\begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 5.415 = 18.27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.4 = 7.2 \text{ KN} \\ G_{poutre} = 25.47 \text{ KN} \end{cases}$

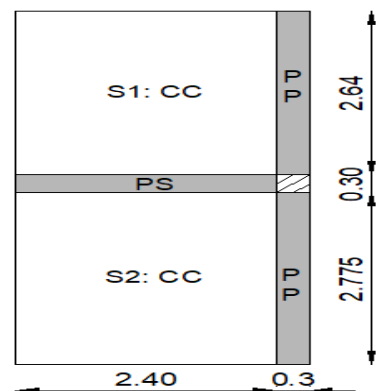


Figure II.16. Surface afférente du poteau (TI)

**II.7.1.2. Evaluation des charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6.53 \times 12.99 = 84.824 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 15.33 = 15.33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher duplex niv1 : } \begin{cases} G = 5.41 \times 22.79 = 123.29 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 29.76 = 44.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher terrasse accessible : } \begin{cases} G = 6.89 \times 3.87 = 10.76 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 3.87 = 5.805 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher duplex niv2 : } \begin{cases} G = 5.41 \times 20.16 = 109.06 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 23.05 = 34.575 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher niveau 3 au niveau 9 : } \begin{cases} G = 5.41 \times 26.67 = 144.28 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 29.77 = 44.655 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher niveau 1 et 2 (bureaux) : } \begin{cases} G = 5.41 \times 26.67 = 144.28 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 29.77 = 74.425 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC : } \begin{cases} G = 5.41 \times 26.67 = 144.28 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 29.77 = 148.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Les murs : } G_{\text{mur}} = 5.415 \times 2.71 \times 0.3 = 4.4 \text{ KN}$$

**II.7.1.3 Application de la dégression (DTR BC) :**

Nous avons plus de 5 niveaux, en suivant l'article 6.3 du D.T.R BC 2.2 « charge permanent et charge d'exploitation » la loi de dégression des charges est applicable.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$N_{11}: Q_0 = 1 \times 15.33 \text{ KN}$$

$$N_{10}: Q_0 + Q_1 = 15.33 + 34.575 = 31.02 \text{ KN}$$

$$N_9: Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 15.33 + 0,95 (34.575 + 44.655) = 4 \text{ KN}$$

$$N_8: Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.28 + 0,9 (3 \times 19.74) = 64.578 \text{ KN}$$

$$N_7: Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.28 + 0.85 (4 \times 19.74) = 78.396 \text{ KN}$$

$$N_6: Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.28 + 0.8 (5 \times 19.74) = 90.24 \text{ KN}$$

$$N_5: Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.28 + 0.75 (6 \times 19.74) = 100.11 \text{ KN}$$

$$N_4: Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.28 + 0.71 (7 \times 19.74) = 108.11 \text{ KN}$$

$$N_3: Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.28 + 0.69 (8 \times 19.74) = 120.245 \text{ KN}$$

$$N_2: Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11.28 + 0.67 (8 \times 19.74 + 28.2) = 135.9804 \text{ KN}$$

$$N_1: Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + Q_{10} \\ = 11.28 + 0.65 (8 \times 19.74 + 28.2) + 28.2 = 160.458 \text{ KN}$$

$$N_{RDC}: Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + Q_{10} + Q_{11} = 11.28 + 0.64 (8 \times 19.74 + 28.2) + 28.2 + 49.35 = 207.947 \text{ KN}$$



$$N_{\text{sous-sol}} : Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} = 11.28 + 0.63 (8 \times 19.74 + 28.2) 28.2 + 49.35 \times 2 = 255.436KN$$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau.II.64.**Descente de charge du poteau (P1)

Niveau	Eléments	Poids propre G (KN)	Surcharge Q (KN)
11	Plancher terrasse	84.82	15.33
	Poutre	25.47	
	Poteau 40 × 40	12.92	
Somme		123.21	15.33
10	Venant de 11	123.21	15.33 + 34.575
	Plancher	109.06	
	Poutre	37.83	
	Poteau 40 × 45	14.58	
	Mur	4.4	
Somme		289.08	49.905
9	Venant de 10	289.08	15.33 + 75.259)
	Plancher	109.06	
	Poutre	33.04	
	Poteau 40 × 45	14.58	
Somme		480.98	90.6
8	Venant de 9	480.98	15.33 + 111.49
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 45 × 45	16.4	
Somme		674.7	126.83
7	Venant de 8	674.7	15.33 + 143.259
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 45 × 45	16.4	
Somme		868.42	158.59
6	Venant de 7	868.42	15.33 + 170.556
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 45 × 50	18.23	
Somme		1063.97	185.886
5	Venant de 6	1063.97	15.33 + 193.387
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 45 × 50	18.23	
Somme		1259.52	208.72
4	Venant de 5	1259.52	15.33 + 214.778
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 50 × 50	20.25	
Somme		1457.09	230.11

3	Venant de 4	1457.09	15.33 + 236.06
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 50 × 50	20.25	
Somme		1654.66	251.4
2	Venant de 3	1654.66	15.33 + 262.516)
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 50 × 55	22.28	
Somme		1854.26	277.85
1	Venant de 2	1854.26	15.33 + 332.085
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 50 × 55	22.28	
Somme		2053.86	372.46
RDC	Venant de 1	2053.86	15.33 + 415.828
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 55 × 55	39.33	
Somme		2270.51	437.16
Sous-sol	Venant de RDC	2270.51	15.33 + 566.31
	Plancher	144.28	
	Poutre	33.04	
	Poteau 55 × 55	24.57	
	Mur	4.4	
Somme		2476.8	581.64

**II.7.2 Calcul de l'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2476.8 + 1.5 \times 581.64 = 4216.14 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

$$N_u^* = 1.1 \times 4216.14 = 4637.754 \text{ KN}$$

**II.7.3 Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$

**Tableau II.65.** Vérification des poteaux à la compression simple

Niveau	Section	$N_u^*$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Duplex	40 × 40	208.26	1.3	14.2	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	40 × 45	511.63	2.84	14.2	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	40 × 45	863.74	4.79	14.2	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	45 × 45	1211.2	5.98	14.2	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	45 × 45	1551.28	7.66	14.2	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	45 × 50	1886.71	8.38	14.2	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	45 × 50	2214.77	9.84	14.2	Vérifiée

4 <sup>ème</sup>	50 × 50	2543.46	10.17	14.2	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	50 × 50	2871.98	11.48	14.2	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	50 × 55	3212.03	11.68	14.2	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	50 × 55	3664.54	13.32	14.2	Vérifiée
RDC	55 × 55	4093.02	13.53	14.2	Vérifiée
Sous-sol	55 × 55	4637.754	15.33	14.2	Non Vérifiée

Au niveau du sous-sol la condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section à ce niveau.

Pour : B (55 × 60) cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} = \frac{4637.754 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.6} = 14.05 \leq 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**II.7.4 Vérification au flambement**

D'après le BAEL91

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right];$$

$B_r$  : Section réduite du béton ;  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

$A_s$  : Section des armatures comprimées

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton ;  $\gamma_b = 1.5$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers ;  $\gamma_s = 1.15$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 0.7l_0$

$l_0$  : hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie, pour le cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**Exemple de calcul**

Vérification du poteau de sous-sol :

$$l_f = 0.7 \times 3.25 = 2.275 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.6 = 0.33 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.6^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.17$$

$$\lambda = \frac{2.275}{0.17} = 13.38 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.38}{35}\right)^2} = 0.825$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :  $B_r \geq B_{\text{Calculée}}$

$$B_{\text{calculée}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{4637.754 \times 10^{-3}}{0.825 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.255 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}$$

$$B_r = 0.3074 \text{ m}^2 \geq B_{\text{calculée}} = 0.255 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Le poteau ne risque pas de flamber}$$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement du poteau à tous les niveaux :

**Tableau II.66.** Résultat de vérification au flambement pour le poteau P1

Niveau	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> ) × 10 <sup>-3</sup>	i (m)	λ	α	Nu*	condition: B <sub>r</sub> ≥ B <sub>Cal</sub>		Observation
								B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	
Sous-sol	3.25	2.275	9.9	0.173	13.13	0.827	4637.754	0.255	0.307	vérifiée
RDC	5.2	3.64	7.62	0.158	22.93	0.783	4093.02	0.238	0.281	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.24	2.268	6.93	0.159	14.28	0.823	3664.54	0.202	0.254	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	6.93	0.159	14.28	0.823	3212.03	0.177	0.254	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	5.21	0.144	15.71	0.817	2871.98	0.159	0.23	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	5.21	0.144	15.71	0.817	2543.46	0.142	0.23	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	4.68	0.144	15.71	0.817	2214.77	0.123	0.206	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	4.68	0.144	15.71	0.817	1886.71	0.105	0.206	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	3.42	0.13	17.45	0.809	1551.28	0.087	0.185	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	3.42	0.13	17.45	0.809	1211.2	0.068	0.185	Vérifiée

9 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	3.04	0.13	17.45	0.809	863.74	0.048	0.163	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	3.24	2.268	3.04	0.13	17.45	0.809	511.63	0.029	0.163	Vérifiée
Duplex	3.24	2.268	2.13	0.115	19.72	0.799	208.26	0.012	0.144	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{r\text{calculée}}$  est vérifiée à tous les niveaux donc le poteau ne risque pas de flamber

**II.8 Récapitulation des résultats**

{ Poutres Principales (30 × 45)cm<sup>2</sup>  
 { Poutres Secondaires (30 × 40)cm<sup>2</sup>

Epaisseur des voiles : { e = 25cm; Pour le Sous – sol et RDC  
 { e = 20cm; Pour les autres étages

**Tableau II.67.** Les dimensions des poteaux pour chaque niveau

étage	Sous-sol	RDC	Etage1+2	Etage3+4	Etage5+6	Etage7+8	Etage9+10	Duplex
Section (cm <sup>2</sup> )	60 × 55	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40

**II.9 Conclusion**

Le but de ce chapitre, est de donner une estimation des dimensions des sections de différents éléments de la structure à adopter, en respectant les exigences données par : RPA99/2003, BAEL91 et CBA93, et ferrailer les éléments non structuraux.

Nous avons opté pour un plancher à corps creux de (20+4) cm dans tous les niveaux et une dalle pleine de 15 cm pour les balcons et de 20 cm pour les volées et les paliers de repos. Les voiles ont une épaisseur de 20 cm, les sections des poutres sont estimées de (30×45)cm<sup>2</sup> pour les poutres principales et de (30×40) cm<sup>2</sup> pour les poutres secondaires. Après la descente de charges qui à été effectuée sur deux poteaux, un appartenant à la cage d’escaliers et un autre ayant une grande surface afférente, nous avons constaté après le calcul, que le poteau le plus sollicité est celui qui a la grande surface afférente. Enfin, nous avons effectué une étude à la compression simple et au flambement du poteau le plus sollicité et nous avons fixé les sections finales des poteaux dans les différents niveaux qui sont les suivantes : sous-sol (55 × 60)cm<sup>2</sup>, RDC (55 × 55)cm<sup>2</sup>, étage 1 et 2 (50 × 55)cm<sup>2</sup>, étage 3 et 4 (50 × 50) cm<sup>2</sup>, étage 5 et 6 (45 × 50)cm<sup>2</sup>, étage 7 et 8 (45 × 45)cm<sup>2</sup>, étage 10 et 9 (40 × 45)cm<sup>2</sup>, duplex (40× 40)cm<sup>2</sup>.

Les poutrelles ont été disposées selon deux critères qui sont : la petite portée et la continuité, et qui ont été étudiées et ferrillées par la suite. Dans notre projet, nous avons deux types d'escaliers, du 1<sup>er</sup> étage jusqu'au 10<sup>ème</sup>, nous avons des escaliers à 4 volées et au dernier c'est-à-dire dans le duplex c'est des escaliers en bois à 3 volées. Ils ont été étudiés et ferrillés selon les règlements. En dernier lieu comme éléments secondaires, nous avons l'acrotère qui est un élément standard.

# Chapitre III

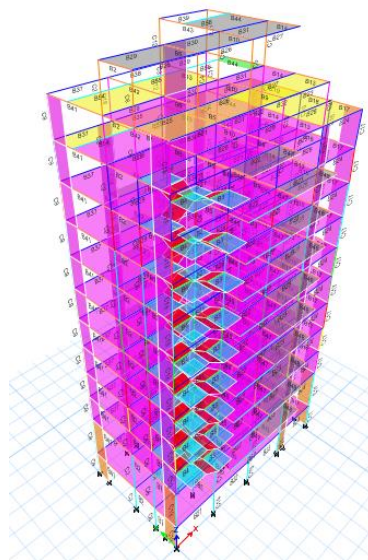
**III.Introduction**

Les risques tels que les séismes sont à prévoir lors de la réalisation d'un quelconque projet d'une hauteur qui dépasse les 14m. Notamment si ce dernier se situe dans une zone sismique telle que le cas à Bejaia. Afin de garantir une stabilité durable des lieux et une protection d'un maximum de vies humaines, une étude dynamique est indispensable. Notre structure est réalisée en zone IIa (Bejaia) avec une hauteur de 44,09m. Selon les règlements en vigueur des systèmes de contreventement et des diaphragmes rigides doivent être envisagés afin de maintenir la structure lors d'un séisme majeur.

**III.1.Modélisation de la structure**

Cela consiste à présenter une simulation de la structure sur le logiciel ETABS2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. Elle est modélisée d'une ossature en poteaux et poutres, des planchers en diaphragmes rigides. La structure est constituée de 13 niveaux encastrés à sa base, nous avons 9 étages à usage d'habitation, 2 pour des bureaux, un niveau commercial et un sous-sol pour le parking qui n'est pas comme étant une boîte rigide, d'où nous avons modélisé tous les niveaux de la structure.

Elle est de hauteur de 44,09m, largeur 12,6m, longueur 21,75m. La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique (zone IIa pour notre cas), du site d'implantation, le type du sol (S3) et le groupe d'usage (2).



**Figure III.1.** Vue en 3D du modèle sur logiciel



### III.2.Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- 1-La méthode statique équivalente
- 2-La méthode d'analyse modale spectrale
- 3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures est la méthode d'analyse modale spectrale, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

### III.3.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times WRPA99 \text{ (Article 4.2.3)}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Pour notre cas :  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15 \text{ RPA99/2003 (tableau 4.1)}$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure

Valeur donnée par le **tableau (4.3) du RPA99**, en fonction du système de contreventement. (Dans ce projet on a un contreventement mixte portiques-voiles)  $\Rightarrow R = 5$

**Q**: Facteur de qualité de la structure

La valeur de  $Q$  est déterminée par la **formule4.4** donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec  $P_q$  : pénalité correspondante au critère q (**tableau 4.4 du RPA99/2003**)

Tableau III.1. Valeurs des pénalités  $P_q$

N °	Critère q	obs	$P_q$ /xx	obs	$P_q$ /yy
1	Condition minimale des files porteuses	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = 1.1$  et  $Q_y = 1.15$

**W** : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **RPA99/2003 (tableau 4.5)**

Pour notre projet on a :  $\beta = 0.2$  (Habitation et bureau)

$\beta = 0.6$  (RDC)

⇒  $W = 34778, 5354 \text{ KN}$  Retenue par le logiciel ETABS20016

**D** : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \text{ RPA 99 (Art 4.2.3)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par **RPA99/2003(tableau 4.2)**

On a un contreventement mixte :  $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88$

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

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est un sol meuble S3

$$\text{Donc } \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99/2003 (Art 4.2.4)** suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 44,09m$

$C_T$ :Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le **RPA99/2003 (tableau 4.6)**.Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé donc :  $C_T = 0.05$

$$T_1 = 0.05 \times 44.09^{3/4} = 0.86 s$$

L :Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 21.75m, L_y = 12.6m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_{x2} = \frac{0.09 \times 44.09}{\sqrt{21.75}} = 0.85s \\ T_{y2} = \frac{0.09 \times 44.09}{\sqrt{12.6}} = 1.118s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_1; T_{x2}) = 0.85s \\ T_y = \min(T_1; T_{y2}) = 0.86s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.547 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.541 \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.547 \times 1.1}{5} \times 34778,5354 = 1775.3\text{KN} \\ V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.541 \times 1.15}{5} \times 34778,5354 = 1849.25\text{KN} \end{cases}$$

III.4.Méthode dynamique modale spectrale

III.4.1.Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque un des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.13)}$$

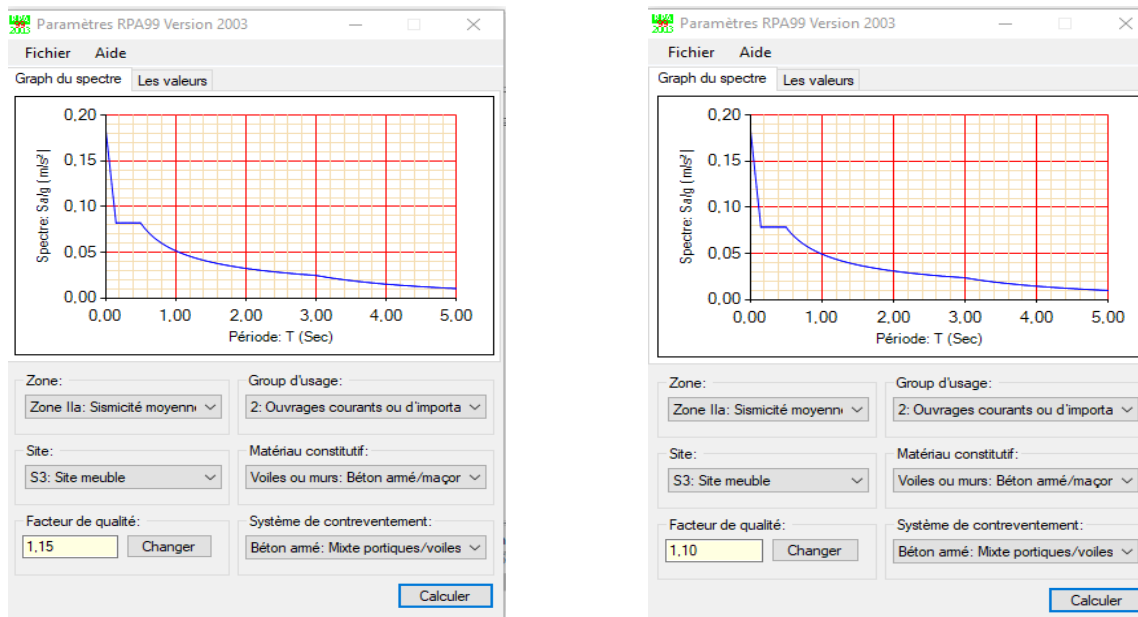
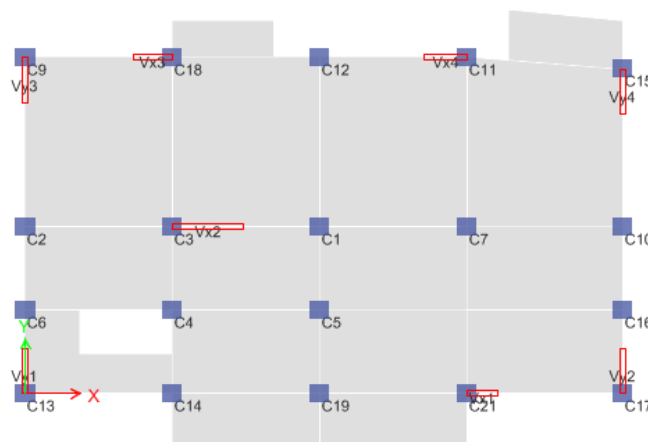


Figure III.2.Spectre de réponseselon Y et X respectivement

**III.4.2. Disposition des voiles**

La présence de locaux ouverts dans les étages inférieurs n'offre pas un large choix pour l'emplacement des voiles, Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques exigée par le RPA pour le système mixtes. La disposition finale des voiles est représentée sur la figure qui suit :



**Figure III.3.** Schéma de disposition des voiles

**III.4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V16**

**III.4.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modale**

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique (selon RPA99/2003 doit être supérieur à 90% qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.2** Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période T(s)	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	1,334	0,0154	0,731	0.0021	0,0154	0,731	0.0021
2	1,23	0,7367	0,0161	0.0103	0,7521	0,7471	0.0124
3	0,962	0,0167	0,0007	0.7423	0,7688	0,7478	0.7547
4	0,429	0,0025	0,1193	0.0004	0,7714	0,8671	0.7551
5	0,401	0,1046	0,0038	0.0016	0,876	0,8706	0.7567

6	0,309	0,0011	3,22E-5	0.1166	0,8771	0,8709	0.8732
7	0,247	0,0003	0,0255	0.0021	0,8774	0,8963	0.8753
8	0,219	0,0313	2,35E-5	<b>0.0015</b>	<b>0,9087</b>	0,8964	0.8768
9	0,187	6,9E-7	0,018	<b>0.0053</b>	<b>0,9087</b>	<b>0,9144</b>	<b>0.8822</b>
10	0,158	4,23E-5	0,0047	0.0275	0,9088	0,9191	0.9097
11	0,145	0,0167	0	0.0001	0,9255	0,9191	0.9097
12	0,125	0,0001	0,0081	0.0066	0,9256	0,9272	0.9164

**III.4.3.2. Interprétation des résultats :**

Le comportement de la structure dans le premier mode est une translation selon l'axe Y-Y, le deuxième mode est selon l'axe X-X et le troisième mode est une rotation.

La période après majoration de 30 % est de 1,118 s dans les deux sens

**III.4.4. Vérification de l'interaction voiles portiques**

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA99 :

- { Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage
- { Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

**III.4.4.1. Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales**

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>E11</b>	657,8011	97,4889	87,09	12,91
<b>E10</b>	2060,844	399,524	83,77	16,23

<b>E9</b>	4166,677	1290,524	76,35	23,65
<b>E8</b>	6449,239	1968,892	76,61	23,39
<b>E7</b>	8894,035	2586,852	77,47	22,53
<b>E6</b>	11436,85	3143,547	78,44	21,56
<b>E5</b>	14036,48	3681,675	79,22	20,78
<b>E4</b>	16727,86	4177,892	80,02	19,98
<b>E3</b>	19519,98	4617,665	80,87	19,13
<b>E2</b>	22397,52	5014,898	81,71	18,29
<b>E1</b>	25353,23	5631,147	81,83	18,17
<b>RDC</b>	28107,31	6910,418	80,27	19,73
<b>SS</b>	31037,25	7631,655	80,26	19,74

**III.4.4.2.Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.4.Vérification de l'interaction sous charges horizontales.**

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
<b>E11</b>	73,4768	0,4892	99,33	0,66	85,6942	9,3599	90,15	9,85
<b>E10</b>	148,7279	66,6146	69,07	30,93	217,4424	32,6125	86,96	13,04
<b>E9</b>	210,148	98,3102	68,13	31,87	300,9115	105,1988	74,1	25,9
<b>E8</b>	277,5762	145,4146	65,62	34,38	345,3469	177,6501	66,03	33,97
<b>E7</b>	323,2238	192,696	62,17	37,83	442,7176	199,5575	68,93	31,07

<b>E6</b>	396,2382	207,6745	65,61	34,39	478,4429	260,8208	64,72	35,28
<b>E5</b>	435,0937	239,9207	64,46	35,54	558,9374	266,9074	67,68	32,32
<b>E4</b>	505,3757	237,8247	68	32	577,89	235,8047	63,95	36,05
<b>E3</b>	524,2059	271,0385	65,92	34,08	638,8761	337,6783	65,42	34,58
<b>E2</b>	571,2734	271,685	67,78	32,22	640,9201	399,2081	61,62	38,38
<b>E1</b>	610,5976	307,8768	66,48	33,52	734,7291	379,7708	65,92	34,08
<b>RDC</b>	563,6153	743,5065	43,12	56,88	594,4515	704,162	45,78	54,22
<b>SS</b>	678,0417	644,7928	51,26	48,74	738,2287	574,8242	56,22	43,78

**III.4.5. Vérification de la résultante des forces sismique à la base**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** exige de vérifier la relation suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \text{ RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5. Vérification de l'effort tranchant à la base**

<b>Forces sismiques</b>	<b><math>V_{statique}</math> (KN)</b>	<b><math>0.8V_{statique}</math> (KN)</b>	<b><math>V_{dynamique}</math> (KN)</b>	<b>Observation</b>
Sens xx	1775,3	1420,2376	1316,17	<b>Non vérifiée</b>
Sens yy	1849,25	1479,4	1311,59	<b>Non vérifiée</b>

**Interprétation des résultats :**

L'effort tranchant a la base n'est pas vérifié dans les deux sens, donc on doit majorer les réponses obtenues par un coefficient qui se calcul par :  $\frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}}$

Sens X = 1,079

Sens Y = 1,128

**III.4.6. Vérification de l'effort normal réduit**

Le **RPA** exige de faire la vérification à l'effort normal réduit afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme sous la condition suivante :



$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \text{RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} N_d: \text{l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.} \\ B_c: \text{Est l'aire (section brute) de cette dernière} \\ f_{c28}: \text{résistance caractéristique du béton.} \end{array} \right.$

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Dimensions			N (KN)	v	observation
	b (m)	h (m)	Aire (m <sup>2</sup> )			
E11	0,4	0,4	0,16	173,7311	0,043	Vérifiée
E10	0,4	0,45	0,18	380,2263	0,085	Vérifiée
E9	0,45	0,45	0,2025	667,3556	0,13	Vérifiée
E8	0,45	0,5	0,225	971,9165	0,17	Vérifiée
E7	0,5	0,5	0,25	1284,8187	0,21	Vérifiée
E6	0,5	0,55	0,275	1602,7319	0,23	Vérifiée
E5	0,55	0,55	0,3025	1927,9951	0,25	Vérifiée
E4	0,55	0,6	0,33	2261,9048	0,27	Vérifiée
E3	0,6	0,6	0,36	2604,8081	0,29	Vérifiée
E2	0,6	0,65	0,39	2335,0213	0,24	Vérifiée
E1	0,65	0,65	0,4225	2746,1913	0,26	Vérifiée
RDC	0,65	0,7	0,455	3379,3794	0,29	Vérifiée
SS	0,65	0,7	0,455	3379,3794	0,29	Vérifiée

On remarque que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée dans tous les niveaux

### III.4.7. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \text{RPA99/2003 (Art 4.4.3)}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \delta_{eK}: \text{Déplacement dû aux forces } F_i \text{ (y compris l'effet de torsion).} \\ R : \text{Coefficient de comportement (R = 5).} \end{array} \right.$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec :  $\Delta_K < 1\% \times h_e$  RPA99/2003 (Art 5.10),  $h_e$ : hauteur d'étage

Tableau III.7.Vérification des déplacements relatifs.

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (Cm)	$\delta_{k-1}$ (Cm)	$\Delta_k$ (Cm)	$\Delta_K/h_K$ %	$\delta_{ek}$ (Cm)	$\delta_k$ (Cm)	$\delta_{k-1}$ (Cm)	$\Delta_k$ (Cm)	$\Delta_K/h_K$ %
SS	325	0,1108	0,551	0	0,55	0,17	0,129	0,643	0	0,64	0,19
RDC	520	0,5478	2,739	0,552	2,74	0,53	0,631	3,153	0,64	2,51	0,48
E1	324	0,8622	4,311	2,739	1,57	0,49	0,979	4,89	3,153	1,74	0,54
E2	324	1,1833	5,916	4,311	1,61	0,5	1,34	6,7	4,89	1,81	0,56
E3	324	1,5029	7,512	5,917	1,6	0,49	1,7	8,521	6,7	1,82	0,56
E4	324	1,8112	9,056	7,513	1,54	0,48	2,067	10,34	8,521	1,82	0,56
E5	324	2,1058	10,53	9,056	1,04	0,32	2,42	12,1	10,34	1,76	0,55
E6	324	2,3767	11,883	10,53	1,35	0,42	2,76	13,8	12,1	1,7	0,52
E7	324	2,6202	13,101	11,88	1,22	0,34	3,08	15,38	13,8	1,58	0,49
E8	324	2,8324	14,162	13,10	1,06	0,33	3,369	16,84	15,38	1,46	0,45
E9	324	3,0157	15,079	14,16	0,92	0,28	3,63	18,15	16,84	1,31	0,4
E10	324	2,7494	13,747	15,08	-1,33	-0,41	3,867	19,34	18,15	1,19	0,37
E11	324	2,8643	14,322	13,75	0,57	0,18	3,979	19,9	19,34	0,56	0,17

On voit bien que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage  $h_k$ .

**III.4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.9), Les effets P-Δ sont dus aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

Avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau III.8. Vérification à L'effet P- $\Delta$ .

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
SS	325	34778,54	0,55	1420,15	0,041	0,64	1479,48	0,046
RDC	520	31627,23	2,74	1403,94	0,1	2,51	1463,41	0,096
E1	324	28139,32	1,57	1343,92	0,099	1,74	1400,46	0,1
E2	324	25048,89	1,61	1269,2	0,098	1,81	1320,73	0,098
E3	324	22057,45	1,6	1181,5	0,092	1,82	1229,11	0,093
E4	324	19109,94	1,54	1085,93	0,084	1,82	1131,29	0,095
E5	324	16205,99	1,04	980,61	0,053	1,76	1026,07	0,086
E6	324	13348,18	1,35	865,59	0,064	1,7	913,34	0,077
E7	324	10530,08	1,22	736,09	0,054	1,58	785,52	0,065
E8	324	7748,2	1,06	588,4	0,043	1,46	634,74	0,055
E9	324	5070,47	0,92	423,35	0,034	1,31	439,43	0,045
E10	324	2297,66	-1,33	223,57	-0,042	1,19	246,26	0,034
E11	324	755,29	0,57	91,5	0,015	0,56	98,48	0,013

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on remarque que  $\theta < 0,1$  dans tous les niveaux, donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### III.4.9. Récapitulation

Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux

niv	SS	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
Pot $cm^2$	70*65		65*	65*	60*	60*	55*	55*	50*	50*	45*	45*	40*
			65	60	60	55	55	50	50	45	45	40	40
Voile	20 cm		15 cm										
PP	30*45 $cm^2$												
PS	30*40 $cm^2$												

#### III.5 Conclusion

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière

correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamique et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003. La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e=20\text{cm}$  au sous-sol et RDC et des voiles d'épaisseur de  $e=15\text{cm}$  dans le reste des étages. Le nombre total des voiles prévus est de 8, 4 voiles disposés selon X et 4 voiles selon Y. Et des portiques poteaux-poutres, les poteaux sont de dimension  $70*65\text{cm}$  aux niveaux sous-sol et RDC,  $65*65\text{cm}$  aux niveaux de 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage  $65*60$ ,  $60*60\text{cm}$  au 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage  $60*55$ , 5<sup>ème</sup> étage  $55*55$ , 6<sup>ème</sup> étage  $55*50$ , 7<sup>ème</sup> étage  $50*50$ , 8<sup>ème</sup> étage  $50*45$ , 9<sup>ème</sup> étage  $45*45$ , 10<sup>ème</sup> étage  $45*40$ , 11<sup>ème</sup> étage  $40*40$ , et des poutres de  $30*45\text{cm}$  pour le sens principal et de  $30*40\text{cm}$  pour le sens secondaire. La modélisation qui a été faite avec logiciel ETABS2016, nous a donné des résultats satisfaisants vis-à-vis des exigences des règles en vigueur. Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translations, le 1<sup>er</sup> selon y et le 2<sup>ème</sup> selon x, et le 3<sup>ème</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 8 selon x et dans le mode 9 selon y. La période de vibration de la structure obtenue par le calcul est de 1,334 s selon y et 1,23 s selon x.

# Chapitre IV

### IV.1.Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Cependant ces derniers doivent être ferrillés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions, les combinaisons les plus défavorables.

Le calcul sera mené selon les règles de calcul dicté par : CBA93, RPA99/2003 et le BAEL.

### IV.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux ainsi qu'à des moments fléchissant. Leur ferrillage se fait à la flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

- $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

#### IV.2.1.Recommandations du RPA99/2003

##### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante
  - ✓  $A_{max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement
- $\emptyset_{min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\emptyset$  en zone IIa.
- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  : 
$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} (b_1 \times h_1) : \text{section du poteau} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{array} \right.$

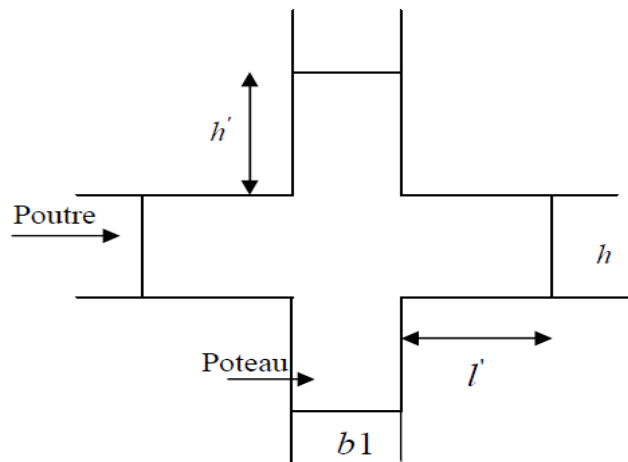


Figure IV.1.Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	65 × 70	36.4	182	273
RDC	65 × 70	36.4	182	273
Etage 1	65 × 65	33.8	169	253.5
Etage 2	60 × 65	31.2	156	234
Etage 3	60 × 60	28.8	144	216
Etage 4	55 × 60	26.4	132	198
Etage 5	55 × 55	24.2	121	181.5
Etage 6	50 × 55	22	110	165
Etage 7	50 × 50	20	100	150
Etage 8	45 × 50	18	90	135
Etage 9	45 × 45	16.2	81	121.5
Etage 10	40 × 45	14.4	72	108
Etage 11	40 × 40	12.8	64	96

#### IV.2.2. Sollicitations de calcul

Le tableau ci-dessous, résume les sollicitations maximales dans les poteaux extraites du logiciel ETABS V16 :

**Tableau. IV.2.** Sollicitations dans les poteaux

Section	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
65 × 70	4312.857	7.2954	-164.2504	-26.4748	-209.8393	2223.6546	124.2777
65 × 70	3820.5583	6.0975	-183.391	121.5565	-224.2368	1962.7631	127.3861
65 × 65	3368.1703	-18.386	-292.0199	138.898	-236.6962	1557.5993	154.4276
60 × 65	2997.4674	-9.6787	-343.033	121.8595	-177.3047	1247.0036	131.4293
60 × 60	2604.8083	-10.671	-358.6527	120.8996	-172.798	1009.4678	116.4134
55 × 60	2261.9048	-10.5153	-333.662	103.7855	-147.2628	865.4317	105.975
55 × 55	1927.9953	12.3918	-275.3742	99.9247	-149.9727	729.4992	100.0806
50 × 55	1602.7319	17.2612	-198.1796	81.969	-129.2818	601.2031	86.85
50 × 50	1284.8183	16.7181	-122.3389	76.1778	-127.2702	480.5003	81.7046
45 × 50	971.9165	20.9804	-63.6206	57.4696	-102.3825	367.2583	73.571
45 × 45	667.3556	-19.022	-29.2707	-67.9486	-101.5371	141.9646	67.441
40 × 45	380.2263	-13.1947	-41.6742	39.0797	-88.0248	110.7769	58.8555
40 × 40	173.7311	27.0384	-19.5828	17.3052	-49.6113	50.7158	31.9736

**IV.2.3. Calcul de ferrailage**

**a. armatures longitudinal**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul** (Poteau du sous-sol)

Soit  $N_{min} = -1330.8776KN \rightarrow M_{corr} = 109.2896KN.m$  (Combinaison ELA)



$$b = 65\text{cm} \quad h = 70\text{cm} \quad d = 67\text{cm} \quad d' = 3\text{cm}$$

$$\text{Situation accidentelle} \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}, f_{bu} = 18.47\text{MPa}$$

$$\text{Situation courante} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = -0.316\text{MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = -0.535\text{MN} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81h')bh f_{bu} = 1.77\text{MN} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) ⇒ La section est entièrement tendue

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} \end{cases} \quad \text{Avec : } f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.402\text{m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.238\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_1 = 12.37\text{cm}^2 \\ A_2 = 20.89\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = 23.88\text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

**Tableau IV.3.** Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	65 × 70	SET	20.89	23.88	<b>8HA20 = 25.13</b>
RDC	65 × 70	SET	14.04	23.88	<b>8HA20 = 25.13</b>
Etage 1	65 × 65	SET	14.25	22.18	<b>8HA20 = 25.13</b>
Etage 2	60 × 65	SET	3.1	20.48	<b>4HA20 + 4HA16 = 20.61</b>
Etage 3	60 × 60	SET	1.81	18.9	<b>4HA20 + 4HA16 = 20.61</b>
Etage 4	55 × 60	SET	1.11	17.33	<b>6HA16 + 2HA20 = 18.34</b>
Etage 5	55 × 55	SPC	0.55	15.88	<b>6HA16 + 2HA20 = 18.34</b>
Etage 6	50 × 55	SPC	0.41	14.44	<b>6HA16 + 2HA14 = 15.14</b>

<b>Etage 7</b>	50 × 50	SPC	0.52	13.13	<b>4HA16 + 4HA14 = 14.2</b>
<b>Etage 8</b>	45 × 50	SET	0.35	11.81	<b>8HA14 = 12.32</b>
<b>Etage 9</b>	45 × 45	SET	0.91	10.63	<b>4HA14 + 4HA12 = 10.68</b>
<b>Etage 10</b>	40 × 45	SET	0.82	9.45	<b>4HA14 + 4HA12 = 10.68</b>
<b>Etage 11</b>	40 × 40	SPC	0.14	8.4	<b>8HA12 = 9.05</b>

**b. armatures transversal**

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul

$h_1$ : Hauteur total de la section

T: espacement entre les armatures transversales telle

que :  $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l; 15cm) \rightarrow \text{zone nodale} \\ t \leq 15\phi_l \rightarrow \text{zone courante} \end{cases}$

$\phi_l$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; \lambda_g: \text{élancement géométrique} \end{cases}$

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$\begin{cases} A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1); \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1); \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5: \text{ interpoler entre les valeurs précédente} \end{cases}$  Avec  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

**Tableau IV.4.** Armatures transversales des poteaux

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_l^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$V_u$ (KN)	Stzone nodale (cm)	Stzon courante (cm)	$\rho$	$A_t^{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Sous-sol</b>	65 × 70	2	227.5	3.25	124.277	10	15	3.75	1.66	2.93	<b>6HA8=3.02</b>
<b>RDC</b>	65 × 70	2	364	5.6	127.386	10	15	3.75	1.7	2.93	<b>6HA8=3.02</b>
<b>Etage 1</b>	65 × 65	2	226.8	3.49	154.427	10	15	3.75	2.22	2.93	<b>6HA8=3.02</b>

<b>Etage 2</b>	60 × 65	2	226.8	3.78	131.429	10	15	3.75	1.89	2.7	<b>6HA8=3.02</b>
<b>Etage 3</b>	60 × 60	1.2	226.8	3.78	116.413	10	15	3.75	1.81	2.7	<b>6HA8=3.02</b>
<b>Etage 4</b>	55 × 60	1.6	226.8	4.12	105.975	10	15	3.75	1.65	2.475	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 5</b>	55 × 55	1.6	226.8	4.12	100.08	10	15	3.75	1.7	2.475	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 6</b>	50 × 55	1.6	226.8	4.53	86.85	10	15	3.75	1.48	2.25	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 7</b>	50 × 50	1.4	226.8	4.53	81.704	10	15	3.75	1.53	2.25	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 8</b>	45 × 50	1.4	226.8	5.04	73.571	10	15	2.5	0.92	2.025	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 9</b>	45 × 45	1.4	226.8	5.04	67.441	10	15	2.5	0.93	2.025	<b>5HA8=2.51</b>
<b>Etage 10</b>	40 × 45	1.2	226.8	5.67	58.855	10	15	2.5	0.82	1.8	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Etage 11</b>	40 × 40	1.2	226.8	5.67	31.9736	10	15	2.5	0.49	1.8	<b>4HA8=2.01</b>

Conformément au RPA99/V2003 et au BAEL 99, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.4. Vérifications**

**IV.2.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le **BAEL99 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

➤ **Exemple de calcul**

On vérifie que :  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

Tel que :  $\alpha$  est Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$B_r$  : Section réduite du béton ;  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \text{ (section rectangulaire) , } l_f = 0.7l_0$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.5.** Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Obserti on
Sous-sol	65 × 70	227.5	12.11	0.83	25.13	4284	7307.39	4312.857	Vérifiée
RDC	65 × 70	364	19.37	0.8	25.13	4284	7043.26	3820.5583	Vérifiée
Etage 1	65 × 65	226.8	12.07	0.75	25.13	3969	5514.13	3368.1703	Vérifiée
Etage 2	60 × 65	226.8	13.08	0.83	20.61	3654	6200.1	2997.4674	Vérifiée
Etage 3	60 × 60	226.8	13.08	0.83	20.61	3364	5768.5	2604.8081	Vérifiée
Etage 4	55 × 60	226.8	14.26	0.73	18.34	3074	4818	2261.9048	Vérifiée
Etage 5	55 × 55	226.8	14.26	0.73	18.34	2809	4264.55	1927.9951	Vérifiée
Etage 6	50 × 55	226.8	15.69	0.82	15.14	2544	4294	1602.7319	Vérifiée
Etage 7	50 × 50	226.8	15.69	0.82	14.2	2304	4082.1	1284.8187	Vérifiée
Etage 8	45 × 50	226.8	17.44	0.81	12.32	2064	3441.3	971.9165	Vérifiée
Etage 9	45 × 45	226.8	17.44	0.81	10.68	1849	3071	667.3556	Vérifiée
Etage 10	40 × 45	226.8	19.62	0.799	10.68	1634	2717.78	380.2263	Vérifiée
Etage 11	40 × 40	226.8	19.62	0.799	6.05	1444	2384.8	173.7311	Vérifiée

On remarque que  $N_u < N_u^{max}$  dans tous les poteaux donc pas de risque de flambement.

**IV.2.4.2. Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v \dots \dots \dots \text{béton fibre supérieur} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v' \dots \dots \dots \text{béton fibre inférieur} \end{cases}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - v \right)$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15(A + A')} ; v' = h - v ; d = h - 3$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

	S.sol	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9	Etage 10	Etage 11
Section ( $cm^2$ )	65 × 70	65 × 70	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40
$v(cm)$	38.53	38.53	35.98	36.23	32.97	33.11	30.54	30.81	27.39	27.63	24.84	24.69	21.92
$v'(cm)$	31.46	31.46	29.02	28.77	27.03	26.88	24.45	24.18	22.6	22.37	20.15	20.31	18.08
$d(cm)$	67	67	62	62	57	57	52	52	47	47	42	42	37
$A(cm^2)$	37.7	37.7	37.7	37.7	29.65	28.65	28.65	28.65	20.36	20.36	18.47	15.21	13.57
$I_{yy}(m^4)$	0.0237	0.0237	0.019	0.018	0.013	0.012	0.009	0.018	0.012	0.011	0.008	0.0038	0.026
$S(m^2)$	0.511	0.511	0.479	0.446	0.404	0.373	0.345	0.318	0.28	0.255	0.23	0.202	0.18
$N_{ser}(KN)$	3124.8645	2777.497	2450.642	2154.5956	1897.9207	1648.4005	1405.5626	1168.8597	937.651	710.135	488.756	278.7124	128.852
$M_{ser}(KN.m)$	73.7009	70.0109	75.5104	57.4926	61.8937	58.3868	63.871	58.1211	63.952	55.221	73.873	60.629	29.536
$M_{serG}(KN.m)$	160.79	160.79	160.79	137.86	118.26	109.65	106.6	96.82	86.36	73.89	85.31	66.73	32.01
Type section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\sigma_{bc1}(MPa)$	9.1	7.16	8.16	7.6	7.69	7.44	4.43	5.27	5.32	4.64	2.39	5.71	0.98
$\sigma_{bc2}(MPa)$	3.67	5.29	2.66	2.62	2.24	1.96	3.78	4.93	1.72	1.28	1.91	1.02	0.49
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**IV.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement**

D’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, les contraintes de cisaillement dans le béton doivent être inférieures ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}, \text{ Tel que : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.7.** Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	observation
Sous-sol	65 × 70	227.5	3.25	0.04	67	124.277	0.285	1	Vérifiée
RDC	65 × 70	364	5.6	0.075	67	127.386	0.292	1.875	Vérifiée
Etage 1	65 × 65	226.8	3.49	0.04	62	154.427	0.383	1	Vérifiée
Etage 2	60 × 65	226.8	3.78	0.04	62	131.429	0.353	1	Vérifiée
Etage 3	60 × 60	226.8	3.78	0.04	57	116.413	0.34	1	Vérifiée
Etage 4	55 × 60	226.8	4.12	0.04	57	105.975	0.338	1	Vérifiée
Etage 5	55 × 55	226.8	4.12	0.04	52	100.08	0.35	1	Vérifiée
Etage 6	50 × 55	226.8	4.53	0.04	52	86.85	0.334	1	Vérifiée
Etage 7	50 × 50	226.8	4.53	0.04	47	81.704	0.347	1	Vérifiée
Etage 8	45 × 50	226.8	5.04	0.075	47	73.571	0.347	1.875	Vérifiée
Etage 9	45 × 45	226.8	5.04	0.075	42	67.441	0.356	1.875	Vérifiée
Etage 10	40 × 45	226.8	5.67	0.075	42	58.855	0.35	1.875	Vérifiée
Etage 11	40 × 40	226.8	5.67	0.075	37	31.9736	0.216	1.875	Vérifiée

La condition exigée par le **RPA99/2003** concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

#### IV.2.4.4. Disposition constructive des poteaux

##### ➤ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.5.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est donnée par la formule suivante :  $L_r \geq 40 \times \phi_{max}$  (zone IIa)

$$\phi = 1.2\text{cm} \Rightarrow L_r \geq 48 \text{ cm} , \text{ On adopte : } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm} , \text{ On adopte : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 1.6\text{cm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm} , \text{ On adopte : } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 2\text{cm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm} , \text{ On adopte : } L_r = 80\text{cm}$$

#### IV.2.4.5. Schémas de ferrailages

Voir annexe 10

### IV.3. Etude des poutres

#### IV.3.1. introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ( $30 \times 45 \text{ cm}^2$ ) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ( $30 \times 35 \text{ cm}^2$ ) qui assurent le chaînage.

#### IV.3.2. Recommandation du RPA99

##### a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section  $A_l^{\min} = 0.5\% b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 
$$\begin{cases} 4\% b \times h & \text{En zone courante} \\ 6\% b \times h & \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$
- La longueur minimale des armatures de recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.

##### b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)



- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.3 \% S_t \times b$   
 $S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales, donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{En zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{En dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec  $\phi$ : La valeur du diamètre le plus petit utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**IV.3.3. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003**

**Tableau IV.8.** Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Sections ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	
			Zone nodale	Zone de recouvrement
Principales	30 × 45	6.75	81	54
Secondaires	30 × 40	6	72	48

**IV.3.4. Sollicitations de calculs**

Le tableau ci-dessous, résume les sollicitations maximales dans les poutres extraites du logiciel **ETABS V16** :

**Tableau IV.9.** Sollicitations dans les poutres

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN. m)	V (KN)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN. m)	V (KN)
<b>Sous-sol</b>	142.3587	224.735	239.2542	61.3194	80.6531	70.3552
<b>RDC</b>	182.8019	200.6117	320.7454	93.938	124.1873	118.2656
<b>1et 2</b>	155.8069	188.2196	276.792	94.7362	119.3633	104.6882
<b>3 4 5</b>	123.1485	173.2382	209.1048	91.0903	115.8156	102.4587
<b>6 7 8</b>	104.4304	164.1281	140.1822	60.4904	93.7267	87.2809
<b>9 10 11</b>	112.6399	170.575	167.0819	38.5896	62.6561	52.0148

**IV.3.5. Calcul de ferrailage**

**a. Armature longitudinal**

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45)  $cm^2$

Soit :  $\begin{cases} M_t = 142.3587 \text{KN. m (ELA)} \\ M_a = 224.735 \text{KN. M (ELU)} \end{cases}$

$h = 45 \text{cm} ; b = 30 \text{cm} ; d = 42 \text{cm} ; d' = 3 \text{cm (FPN)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	142.3587	0.139	0.187	0.388	9.17
<b>En appuis</b>	224.735	0.299	0.457	0.343	18.83

Le tableau suivant récapitule le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau IV.10.** Armature longitudinales des poutres

Niveau	Section	Localisation	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
<b>Poutre Principales</b>						
Sous-sol	30 × 45	Travée	9.17	6.75	9.24	6HA14
		Appuis	18.84		20.61	4HA16+4HA20
RDC	30 × 45	Travée	12.14	6.75	12.81	3HA12+3HA20
		Appuis	13.51		14.04	3HA12+3HA14
1 et 2	30 × 45	Travée	10.16	6.75	10.65	3HA16+3HA14
		Appuis	12.55		12.81	3HA12+3HA20
3, 4 et 5	30 × 45	Travée	7.86	6.75	8.01	3HA14+3HA12
		Appuis	11.43		8.01	3HA14+3HA12
6, 7 et 8	30 × 45	Travée	6.59	6.75	8.01	3HA14+3HA12
		Appuis	10.76		8.01	3HA14+3HA12
9, 10 et 11	30 × 45	Travée	8.39	6.75	9.24	6HA14
		Appuis	13.43		14.04	3HA20+3HA14
<b>Poutres Secondaires</b>						
Sous-sol	30 × 40	Travée	4.63	6	6.16	4HA14
		Appuis	5.77		6.16	4HA14
RDC	30 × 40	Travée	7.22	6	8.04	4HA16
		Appuis	9.22		9.24	6HA14
1 et 2	30 × 40	Travée	6.85	6	6.88	3HA14+3HA12
		Appuis	8.82		9.24	6HA14
3, 4 et 5	30 × 40	Travée	6.57	6	6.88	6HA14
		Appuis	8.53		9.24	3HA14+3HA12
6, 7 et 8	30 × 40	Travée	4.26	6	4.62	3HA14
		Appuis	6.78		6.88	3HA14+3HA12
9, 10 et 11	30 × 40	Travée	2.67	6	4.62	3HA14
		Appuis	4.78		6.88	3HA14+3HA12

**IV.3.6 Longueur de recouvrement :**

Soit, la longueur de recouvrement Telle que :  $l_r \geq 40\emptyset$

$$\emptyset = 1.2\text{cm} \Rightarrow l_r \geq 48\text{cm}, \text{ On adopte } l_r = 50\text{cm}$$

$$\emptyset = 1.4\text{cm} \Rightarrow l_r \geq 56\text{cm}, \text{ On adopte } l_r = 60\text{cm}$$

$$\emptyset = 1.6\text{cm} \Rightarrow l_r \geq 64\text{cm}, \text{ On adopte } l_r = 65\text{cm}$$

$$\emptyset = 2\text{cm} \Rightarrow l_r \geq 80\text{cm}, \text{ On adopte } l_r = 85\text{cm}$$

### IV.3.7 Armatures transversales

#### 1) Calcul $\emptyset$ :

Soit  $\emptyset$  le diamètre des armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Art H.III.3)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale (30} \times \text{45): } \emptyset \leq \min(1.2; 1.14; 3) \Rightarrow \emptyset \leq 1.14 \\ \text{Poutre secondaire (30} \times \text{40): } \emptyset \leq \min(1.2; 1.14; 3) \Rightarrow \emptyset \leq 1.14 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale (30} \times \text{45): } \emptyset \leq \min(1.2; 1.14; 3) \Rightarrow \emptyset \leq 1.14 \\ \text{Poutre secondaire (30} \times \text{40): } \emptyset \leq \min(1.2; 1.14; 3) \Rightarrow \emptyset \leq 1.14 \end{array} \right.$$

Donc on opte pour  $\emptyset = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

#### 2) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{lmin}\right) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale } S_t = 10\text{cm} \\ \text{Poutre secondaire } S_t = 10\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale } S_t = 20\text{cm} \\ \text{Poutre secondaire } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

#### 3) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

### IV.3.8. vérifications à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.52\text{cm}^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 2) vérification des pourcentages maximales d'armatures longitudinales

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principales : } A_{max} = 54\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaires : } A_{max} = 48\text{cm}^2 \end{array} \right. > A_{opté} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En zone de courante :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \begin{cases} \text{Poutre principales : } A_{max} = 81\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaires : } A_{max} = 72\text{cm}^2 \end{cases} > A_{opté} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérification des contraintes tangentielles :

Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

FPN :  $\bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

Tableau IV.11. Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
Principales	239.2542	1.85	3.33	Vérifiée
Secondaire	70.3552	0.63	3.33	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appuis de rive :  $A_l \geq A^{riv} = \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e}$

En appuis intermédiaire :  $A_l \geq A^{int} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau IV.12. Vérification au cisaillement

Poutres	V <sup>max</sup> [KN]	M <sub>a</sub> [KN.m]	A <sub>l</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>l</sub> <sup>riv</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Observation
Principales	239.2542	224.735	14.04	6.87	-10.2	Vérifiée
Secondaire	70.3552	80.6531	9.24	2.02	-18.8	Vérifiée

IV.3.9. Vérification à l'ELS

1) Etat limite de compression du béton

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

Calcul de y :  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0$

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

Tableau IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	localisation	M <sub>ser</sub> [KN.m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Principale	appuis	158.4592	20.61	20.86	13456.01	14.44	15	vérifiée
	Travée	89.3879	9.24	15.61	22892.9	10.37	15	vérifiée
Secondaire	Appuis	42.5296	6.16	12.32	74981	6.99	15	vérifiée

	travée	21.0284	6.16	12.32	74981	3.45	15	vérifiée
--	--------	---------	------	-------	-------	------	----	----------

2) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le **BAEL 91** et **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ BAEL 91 (Article B.6.5)} \\ \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A_s}{b \times d} \end{array} \right.$$

	$h$ (cm)	$b$ (cm)	$l$ (cm)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$M_t$ ( $KN.m$ )	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A_s}{b \times d}$
<b>PP</b>	45	30	600	9.24	89.3879	$0.075 > 0.0625$	$0.075 > 0.058$	$0.01 > 0.0073$
<b>PS</b>	40	30	550	6.16	21.0284	$0.072 > 0.0625$	$0.072 > 0.0137$	$0.075 > 0.0055$

Les conditions de l’état limite de déformation sont vérifiées donc pas besoin de vérifier la flèche.

IV.3.10. Schémas de ferrailage

Voir annexe 8 et 9

IV.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans

les poutres plutôt que dans les poteaux, **RPA99/2003 (Art 7.6.2)**

exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$$

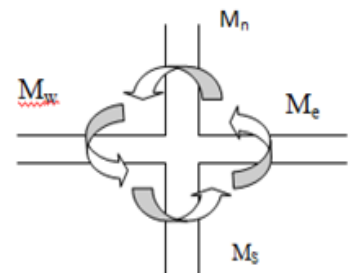


Figure IV.2. Les moments dans la zone nodale

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d’une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d’acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.9h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Les moments résistants des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.14.** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol	70	63	18.85	400	475.02
RDC	70	63	18.85	400	475.02
Etage 1	65	58.5	18.85	400	441.09
Etage 2	65	58.5	18.85	400	441.09
Etage 3	60	54	14.825	400	320.22
Etage 4	60	54	14.325	400	320.22
Etage 5	55	49.5	14.325	400	283.63
Etage 6	55	49.5	14.325	400	283.63
Etage 7	50	45	10.18	400	183.24
Etage 8	50	45	10.18	400	183.24
Etage 9	45	40.5	9.235	400	149.61
Etage 10	45	40.5	7.605	400	123.01
Etage 11	40	36	6.785	400	97.704

## 2) Détermination du moment résistant dans les poutres

**Tableau IV.15.** Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Poutres	h (cm)	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	M <sub>E</sub> (KN.m)
Sous-sol	PP	45	40.5	18.84	400	305.21
	PS	40	36	5.77	400	83.08
RDC	PP	45	40.5	13.51	400	218.86
	PS	40	36	9.22	400	132.77
Etage 1 et 2	PP	45	40.5	12.55	400	203.31
	PS	40	36	8.82	400	127
Etage 3,4 et 5	PP	45	40.5	11.43	400	185.16
	PS	40	36	8.53	400	122.83
Etage 6,7 et 8	PP	45	40.5	10.76	400	174.31
	PS	40	36	6.78	400	97.632
Etage 9,10 et 11	PP	45	40.5	13.43	400	217.56
	PS	40	36	4.78	400	68.832
Niveaux	Poutres	h (cm)	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	M <sub>W</sub> (KN.m)
Sous-sol	PP	45	40.5	9.17	400	148.55
	PS	40	36	4.63	400	66.67
RDC	PP	45	40.5	12.14	400	196.66
	PS	40	36	7.22	400	103.97
Etage 1 et 2	PP	45	40.5	10.16	400	164.59
	PS	40	36	6.85	400	98.64
Etage 3,4 et 5	PP	45	40.5	7.86	400	127.33

	PS	40	36	6.57	400	94.608
Etage 6,7 et 8	PP	45	40.5	6.59	400	106.43
	PS	40	36	4.26	400	61.34
Etage 9,10 et 11	PP	45	40.5	8.39	400	135.92
	PS	40	36	2.67	400	38.45

Tableau IV.16.Vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	Poutres principales						Observation
	M <sub>N</sub> [KN.m]	M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>W</sub> [KN.m]	M <sub>E</sub> [KN.m]	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> ) [KN.m]	
Sous-sol	475.02	475.02	950.04	148.55	305.21	567.2	vérifiée
RDC	441.09	475.02	916.11	196.66	218.86	519.4	vérifiée
Etage 1	441.09	441.09	882.18	164.59	203.31	459.98	vérifiée
Etage 2	320.22	441.09	761.31	164.59	203.31	459.98	vérifiée
Etage 3	320.22	320.22	640.44	127.33	185.16	312.49	vérifiée
Etage 4	283.63	320.22	603.85	127.33	185.16	312.49	vérifiée
Etage 5	283.63	283.63	567.26	127.33	185.16	312.49	vérifiée
Etage 6	183.24	283.63	466.87	106.43	174.31	350.93	vérifiée
Etage 7	183.24	183.24	366.48	106.43	174.31	350.93	vérifiée
Etage 8	149.61	183.24	332.85	106.43	174.31	350.93	Non vérifiée
Etage 9	123.01	149.61	272.62	135.92	217.56	441.85	Non vérifiée
Etage 10	97.704	123.01	220.714	135.92	217.56	441.85	Non vérifiée

Tableau IV.17.Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	Poutres secondaires						Observation
	M <sub>N</sub> [KN.m]	M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>W</sub> [KN.m]	M <sub>E</sub> [KN.m]	1.25(M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> ) [KN.m]	
Sous-sol	475.02	475.02	950.04	66.67	83.08	187.18	vérifiée
RDC	441.09	475.02	916.11	103.97	132.77	295.92	vérifiée
Etage 1	441.09	441.09	882.18	98.64	127	282.05	vérifiée
Etage	320.22	441.09	761.31	98.64	127	282.05	vérifiée

2							
Etage 3	320.22	320.22	640.44	94.608	122.83	271.79	vérifiée
Etage 4	283.63	320.22	603.85	94.608	122.83	271.79	vérifiée
Etage 5	283.63	283.63	567.26	94.608	122.83	271.79	vérifiée
Etage 6	183.24	283.63	466.87	61.34	97.632	198.71	vérifiée
Etage 7	183.24	183.24	366.48	61.34	97.632	198.71	vérifiée
Etage 8	149.61	183.24	332.85	61.34	97.632	198.71	vérifiée
Etage 9	123.01	149.61	272.62	38.45	68.832	134.10	Vérifiée
Etage 10	97.704	123.01	220.714	38.45	68.832	134.10	vérifiée

**Remarque :** la zone nodale est non justifiée aux niveaux des quatre derniers étages donc on opte pour un autre ferrailage des poteaux :

Sous – sol au 2<sup>ème</sup> étage : 12HA20 = 37.7cm<sup>2</sup>

3<sup>ème</sup> : 8HA20 + 4HA12 = 29.65 cm<sup>2</sup>

4<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> : 6HA16 + 4HA20 = 28.65 cm<sup>2</sup>

10<sup>ème</sup> : 4HA14 + 8HA12 = 15.21 cm<sup>2</sup>

11<sup>ème</sup> : 12HA12 = 13.57 cm<sup>2</sup>

Les résultats de la révérification des zones nodales sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.18.**Révérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	Poutres principales						Observation
	M <sub>N</sub> [KN.m ]	M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> [KN.m]	M <sub>W</sub> [KN.m]	M <sub>E</sub> [KN.m]	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> ) [KN.m]	
Sous-sol	475.02	475.02	950.04	148.55	305.21	567.2	vérifiée
RDC	441.09	475.02	916.11	196.66	218.86	519.4	vérifiée
Etage 1	441.09	441.09	882.18	164.59	203.31	459.98	vérifiée
Etage 2	320.22	441.09	761.31	164.59	203.31	459.98	vérifiée
Etage 3	320.22	320.22	640.44	127.33	185.16	312.49	vérifiée
Etage 4	283.63	320.22	603.85	127.33	185.16	312.49	vérifiée



<b>Etage 5</b>	283.63	283.63	567.26	127.33	185.16	312.49	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	257.85	283.63	541.48	106.43	174.31	350.93	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	257.85	257.85	515.7	106.43	174.31	350.93	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	232.06	257.85	489.91	106.43	174.31	350.93	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	123.01	232.06	443.83	135.92	217.56	441.85	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 10</b>	97.704	123.01	220.714	135.92	217.56	441.85	<b>Non vérifiée</b>

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée, sauf dans les deux derniers niveaux dont l'RPA (Article 7.6.2) considère que cette vérification est facultative dans les deux derniers niveaux.

#### IV.4.1. Schéma de ferrailage des poteaux

Voir annexe 10

#### IV.5. Etudes des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement exigés pour toute structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Selon le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)**

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant et rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se font à la flexion composée avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1)  $1.35G+1.5Q$

2)  $G+Q\pm E$

3)  $0.8G\pm E$

#### IV.5.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003

##### a. Armatures verticales : (art 7.7.4.1)

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec  $\begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### **b. Armatures horizontales : article (7.7.4.2)**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, elles sont disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, elles doivent être munies de crochets à  $130^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

#### **c. Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

#### **d. Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par acier de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V = 1.4V_u$

### **IV.5.3. Règles communes aux armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3)**

- Le pourcentage minimal d'armature est de :
 
$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h & \text{dans la zone extrême du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h & \text{dans la zone courante du voile} \end{cases}$$
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement :  $S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$
- les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

### **IV.5.4. Ferrailage**

**a. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section, la section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99**.

**b. Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :  $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$ , Avec  $\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$

$A_{voile}^{min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile

$A_{min}^{tendu}$  : Section d'armature dans la zone tendue

$A_{min}^{comprimé}$  : Section d'armatures dans la zone comprimée

$A_v^{adoptée}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face du voile

St : Espacement

$A_h^{min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ )

$A_h^{calculée}$  : Section d'armature calculée

$A_h^{adoptée} / ml$  : Section d'armature adoptée pour un mètre linéaire

**Tableau IV.19** Sollicitations et ferrailage des voiles  $V_{y1}$

Niveau	Sous-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup> étage
M (KN.m)	589,1415	435,2941	48,8196
N (KN)	-487,753	-101,9988	-0,6963
V (KN)	174,7765	283,195	183,1715
$\tau$ (MPa)	0,79	1,28	1,1
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	-8,43	-5,42	-0,765
$\sigma_{min}$ (MPa)	5,38	4,78	0,759
Section	1,6*0,2	1,6*0,2	1,6*0,15
L <sub>T</sub> (m)	0,62	0,75	0,8
L <sub>C</sub> (m)	0,35	0,1	0,01
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,49	3	2,39
$A_{min}^{comprimé}$ (cm <sup>2</sup> )	0,71	0,2	0,01

$A_{v_{face}}^{calculé} (cm^2)$	15,84	8,46	0,8
$A_v^{min} (cm^2)$	4,8	4,8	3,6
$A_v^{adopté} (cm^2)$	<b>8HA14+4HA12=16.84</b>	<b>8HA12=9.05</b>	<b>4HA12=4.52</b>
$S_t (cm)$	15	18	20
$A_h^{calculé} (cm^2)$	0,99	1,6	1,03
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,45
$A_h^{adopté} (cm^2)$	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA12=2.26</b>	<b>2HA10=1.57</b>
$S_t (cm)$	25	25	20

**Remarque :**

Pour les voiles  $V_{y2}$ ,  $V_{y3}$  et  $V_{y4}$  c'est le même ferrailage que le voile  $V_{y1}$

**Tableau IV.20** Sollicitations et ferrailage des voiles  $V_{x1}$

Niveau	Sous-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup> étage
M (KN.m)	193,8854	137,6442	28,6927
N (KN)	-16,8934	181,2129	86,0771
V (KN)	93,8485	90,8956	48,905
$\tau$ (MPa)	0,63	0,6	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	-4,88	4,24	1,47
$\sigma_{min}$ (MPa)	4,73	-2,59	-0,43
Section	1,1*0,2	1,1*0,2	1,1*0,15
$L_T$ (m)	0,54	0,42	0,25
$L_C$ (m)	0,02	0,27	0,6
$A_{min}^{atendu} (cm^2)$	2,16	1,67	0,74
$A_{min}^{comprimé} (cm^2)$	0,04	0,53	0,91
$A_{v_{face}}^{calculé} (cm^2)$	4,94	1,07	-0,42
$A_v^{min} (cm^2)$	3,3	3,3	2,48
$A_v^{adopté} (cm^2)$	<b>6HA12=6.79</b>	<b>4HA12=4.52</b>	<b>4HA10=1.57</b>
$S_t (cm)$	18	14	20
$A_h^{calculé} (cm^2)$	0,78	0,76	0,41
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,45
$A_h^{adopté} (cm^2)$	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>

<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	20
---------------------------	----	----	----

Tableau IV.21 Sollicitations et ferrailage des voiles V<sub>x3</sub>

Niveau	Sous-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup> étage
<b>M (KN.m)</b>	394,3658	326,6707	10,0101
<b>N (KN)</b>	41,4322	274,1112	34,2723
<b>V (KN)</b>	103,6314	115,1971	78,9838
<b>τ(MPa)</b>	0,54	0,59	0,54
<b>τ̄ (MPa)</b>	5	5	5
<b>σ<sub>max</sub>(MPa)</b>	6,18	5,98	0,37
<b>σ<sub>min</sub>(MPa)</b>	-5,89	-4,02	-0,04
<b>Section</b>	1,4*0,2	1,4*0,2	1,4*0,15
<b>L<sub>T</sub> (m)</b>	0,68	0,56	0,14
<b>L<sub>C</sub> (m)</b>	0,03	0,27	1,12
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,73	2,25	0,42
<b>A<sub>min</sub><sup>comprimé</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,07	0,55	1,68
<b>A<sub>v</sub><sup>calculé</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,03	2,88	-0,26
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,2	4,2	3,15
<b>A<sub>v</sub><sup>adopté</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4HA16=8.04</b>	<b>4HA12=4.52</b>	<b>4HA12=4.52</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	17	14	14
<b>A<sub>h</sub><sup>calculé</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,67	0,75	0,51
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	0,45
<b>A<sub>h</sub><sup>adopté</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	20

Tableau IV.22 Sollicitations et ferrailage des voiles V<sub>x4</sub>

Niveau	Sous-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> au 11 <sup>ème</sup> étage
<b>M (KN.m)</b>	432,3253	308,6408	33,0397
<b>N (KN)</b>	-192,4532	101,5593	56,165
<b>V (KN)</b>	157,5657	171,2684	88,6562
<b>τ(MPa)</b>	0,76	0,83	0,57
<b>τ̄ (MPa)</b>	5	5	5
<b>σ<sub>max</sub>(MPa)</b>	-6,4	4,45	0,83

$\sigma_{min}$ (MPa)	5,12	-3,77	-0,34
Section	1,5*0,2	1,5*0,2	1,5*0,15
$L_T$ (m)	0,67	0,69	0,43
$L_C$ (m)	0,17	0,12	0,64
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,67	2,75	1,29
$A_{min}^{comprimé}$ (cm <sup>2</sup> )	0,33	0,25	0,96
$Av_{face}^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	10,04	4,15	-0,15
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	3,38
$A_v^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4HA14+4HA12=10.68</b>	<b>4HA12=4.52</b>	<b>4HA12=4.52</b>
$S_t$ (cm)	16	17	10
$A_h^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	0,95	1,03	0,53
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>
$S_t$ (cm)	25	25	20

Tableau IV.23 Sollicitations et ferrailage des voiles  $V_{x2}$

Niveau	Sous-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup> étage
M (KN.m)	1672,6972	1239,7085	44,8353	125,2952
N (KN)	-244,0119	203,498	590,4806	29,8182
V (KN)	432,7448	522,347	214,6563	129,8249
$\tau$ (MPa)	1,23	1,49	0,82	0,62
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	-8,52	6,36	1,86	1,35
$\sigma_{min}$ (MPa)	7,54	-5,54	1,28	-1,15
Section	2,5*0,2	2,5*0,5	2,5*0,15	2*0,15
$L_T$ (m)	1,17	1,16	1,02	0,92
$L_C$ (m)	0,15	0,17	0,46	0,16
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	4,7	4,66	3,07	2,76
$A_{min}^{comprimé}$ (cm <sup>2</sup> )	0,3	0,34	0,68	0,24
$Av_{face}^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	20,65	10,6	-6,89	1,24
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7,5	7,5	5,63	4,5

$A_v^{adopté}(cm^2)$	<b>14HA14=21.5</b>	<b>4HA14+4HA12=10.</b>	<b>4HA14=6.16</b>	<b>4HA12=4.62</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>5</b>	<b>68</b>		
$A_h^{calculé}(cm^2)$	1,55	1,87	0,77	0,58
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,45	0,45
$A_h^{adopté}(cm^2)$	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>	<b>2HA10=1.57</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	20	20

#### IV.5.5. Schéma de ferrailage d'un voile

Voir annexe 11

#### IV.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS V16**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# Chapitre V



### **V.1 Introduction**

Après avoir défini et dimensionner les différents éléments constituant la structure, nous avons pu déterminer la charge qui sera transmise par cette dernière au sol qui a une capacité portante donnée par le rapport de sol. Désormais, la problématique est d'étudier l'infrastructure qui est un élément important dans une structure et qui est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges provenant de la structure, son rôle est de reprendre et d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol, soit d'une manière directe (cas des semelles posées directement sur le sol, radiers, ...) ou par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles reposant sur pieux, fondations profondes, ...), et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Notre travail est de présenter les différentes étapes du dimensionnement et du ferrailage des fondations tout en respectant les règles et les exigences en vigueur.

### **V.2 Combinaisons de calcul**

D'après le **RPA** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous la combinaison suivante :

**ELS     RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)**

### **V.3 Reconnaissance du sol**

Les résultats des essais effectués sur le site d'implantation de l'ouvrage en question, qui est dans notre cas un bâtiment en R+11+sous-sol, montrent que le sol en question est de moyenne résistance avec une capacité portante estimée à 1,15 bars et une catégorie du sol meuble (S3) ainsi que les résultats des essais in situ, nous ont permis d'envisager comme première approximation l'emploi des fondations superficielles type radier générale, l'ancrage sera à une profondeur à partir de 3,4 m avec une contrainte admissible de  $Q_{adm} = 1,15$  bars.

### **V.4 Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La profondeur d'ancrage ;
- La dimension des trames ;

Et nous allons déterminer le type de fondation adéquate pour la structure étudiée.

Vue que le sol présente une capacité portante faible de l'ordre de 1,15 bars, et que les charges de la structure sont très importantes, alors l'utilisation des semelles isolées et semelles filantes sont à écarter, et d'après l'étude de sol, on va opter pour des fondations superficielles de type radier général rigide pour fonder notre l'ouvrage.

Les charges appliquées aux fondations sont obtenues du model effectué sur le logiciel ETABS. L'effort normal est :  $N = 38668.9074 \text{ KN}$ , les moments sont :  $M_x = 20.849 \text{ MN.m}$  ;  $M_y = 38.483 \text{ MN.m}$

Nous devons vérifier la condition de résistance pour l'estimation de la surface de la fondation qui est la suivante :

On calcule la surface totale des semelles nécessaires

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{38668.9074}{115} = 336.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_{batiment} = 272.96 \text{ m}^2 < S_f = 336.25 \text{ cm}^2$$

Alors la surface du radier doit être de l'ordre de  $336.25 \text{ m}^2$ , par contre la surface du bâtiment est de l'ordre de  $272.96 \text{ m}^2$  ce qui est pratiquement impossible vue l'importance du débord qui sera engendré. Donc il est indispensable d'éloigner la solution du radier pour ce cas de passer à des fondations profondes ou à procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol.

Comme le sol d'assise du projet est de qualité médiocre (capacité portante du sol faible), il est indispensable de procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol ou mettre en place des fondations profondes pour transférer les charges vers les couches plus profondes et plus dures. vu le manque de la coupe géotechnique du site, nous avons opté pour la première solution. En effet nous avons choisi de renforcer le sol par des colonnes ballastées de manière à avoir une portance égale ou supérieure à 1.8 bars. Nous présentons dans ce qui suit un aperçu sur la méthode de renforcement par colonnes ballastés.

- **Les colonnes ballastées**

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives, Soit la surface de l'ensemble des semelles, Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée, Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

✓ **Domaine d'application**

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages ou existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements, et on peut les utiliser dans des d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité sont compatibles avec la structure de l'ouvrage.

#### ✓ Type des colonnes ballastées

Colonnes ballastées par voie sèche : on utilise le lançage à l'air.

Colonnes ballastées par voie humide : on utilise le lançage à l'eau.

Soit :  $S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{38668.9074}{180} = 214.82 \text{cm}^2 < S_{bat} = 272.96 \text{cm}^2 \rightarrow$  On opte pour un radier

### V.5 Radier général

Est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, il est choisi pour ces trois caractéristiques :

- Un mauvais sol
- Une charge transmise au sol importante
- Les petites trames

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

#### V.5.1 Pré-dimensionnement

##### • Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_r \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{600}{10} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$h_t$  : hauteur des nervures.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{max} = 6\text{m}$ ).

##### • Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$ ).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur de la semelle.

$I$  : Moment d'inertie de la semelle  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.92 \text{ m}$$

Soit:  $h_t = 100 \text{ cm}$       Donc :  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times 1^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 7.19 \text{ m}$

$$L_{\max} = 6 < \frac{\pi}{2} \times 7.19 = 11.29 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour  $h_t = 100 \text{ cm}$  .

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

**V.5.2 Vérifications nécessaires**

• **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :  $\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 3581.7 \text{ m}^4 & \text{et } X_G = 10.84 \text{ m} \\ I_y = 10706.8 \text{ m}^4 & \text{et } Y_G = 6.27 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 20.849 \text{ MN.m} ; M_y = 38.483 \text{ MN.m}$$

• **Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens**

**Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.189 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.143 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.1775 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

**Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.19 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.145 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx , yy).

• **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité.  $N_d = 4312,85 \text{ KN}$

$h_t$  : hauteur total de radier.  $h_t = 100 \text{ cm}$

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.7 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.7 \text{ m}$$

$$N_d = 4.312 \text{ MN} < 0.045 \times 6.7 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5.025 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement

• **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.5$ ).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ( $H = 3.25$  m).

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 272.96$  m<sup>2</sup>).

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup>).

$N = 38668.9074$  KN  $> 1.5 \times 3.25 \times 409.20 \times 10 = 13306.8$  KN ... .. Vérifiée

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X**

$$e = \frac{20.849}{38.668} = 0.539 < \frac{21.75}{4} = 5.44 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$e = \frac{38.483}{38.668} = 0.99 < \frac{12.6}{4} = 3.15\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**V.5.3 Ferrailage du radier**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

• **Calcul des sollicitations**

On a:  $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

$$Q_u = \frac{53026.1954}{272.96} = 194.26\text{KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 4.50 \text{ m} \\ l_y = 5.30\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84$$

$P=0.84>0.4 \Rightarrow$  la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

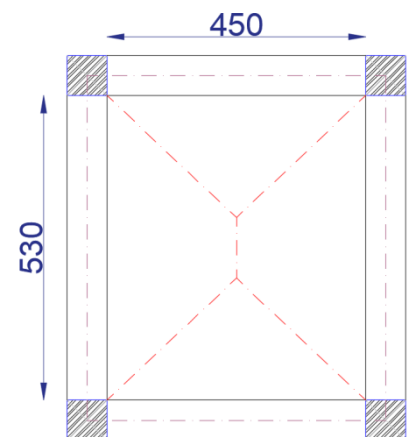


Figure V.1. Le panneau le plus sollicité.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 203.38 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 153.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 172.87 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 130.75 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -101.69 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ ,  $d=0.35\text{m}$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.** Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	X-X	172.87	13.68	3.44	14.07	7HA16	15
	Y-Y	130.75	10.23	3.44	12.06	6HA16	17
Appui		-101.69	7.89	3.44	8.04	4HA16	25

• **Condition de non-fragilité**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.84 > 0.4 \\ e = 40\text{cm} > 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2}\right) \times 1 \times 0.4 = 3.44 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

**V.5.4 Vérifications à l'ELS**

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = 38668.9074 \text{KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = 141.67 \text{KN/m}^2$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{On a: } \rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 168.11 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 128.69 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 142.89 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 109.39 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -84.055 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,4) m<sup>2</sup>

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
Travée	X-X	142.89	8.4	124895	9.64 < 15	Vér	295.02 > 201.63	N. vér
	Y-Y	109.39	6.1	675540	9.92 < 15	Vér	261.79 > 201.63	N. Vér
Appui		-84.055	6.1	675540	7.62 < 15	Vér	297.13 > 201.63	N. vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

**Tableau V.3.** Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	X-X	142.89	5.78	0.37	18.98	7HA20=21.99	15
	Y-Y	109.39	4.43	0.36	17.30	7HA20=21.99	15
Appui		-84.055	-3.4	0.32	16.58	6HA16=12.06	17

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

**Tableau V.4.** Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
Travée	X-X	142.89	12,8	279364	192.77 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	109.39	12,8	279364	147.57 < 201.63	Vérifiée
Appui		-84.055	10.05	175155	201.15 < 201.63	Vérifiée

• **Vérification des espacements**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_f; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

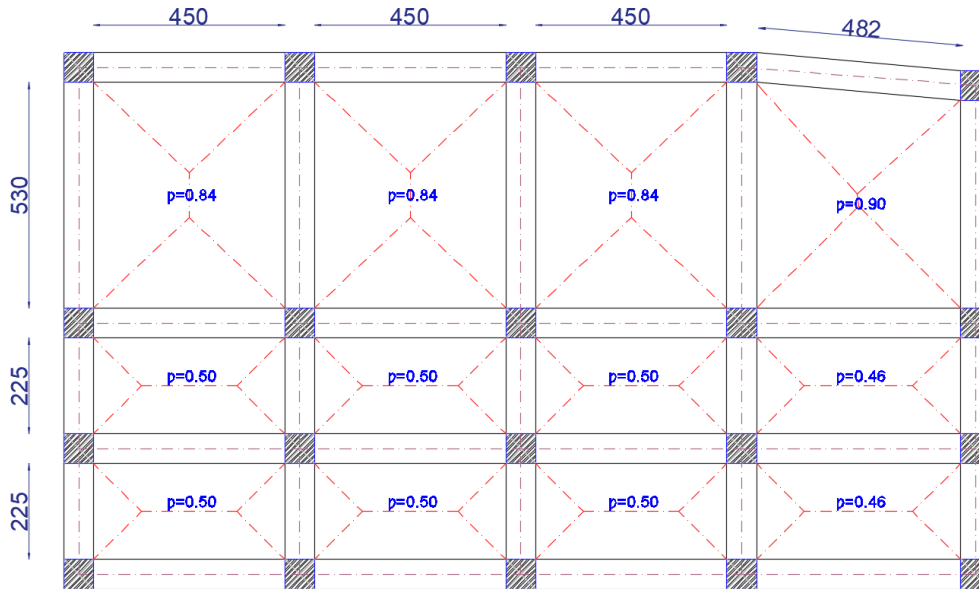
**V.5.5 Schéma de ferrailage du radier**



Voire annexe 12

**V.6. Etude des nervures**

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :



**Figure V.2.** Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

**Calcul des charges équivalente uniformes**

✓ **Charges triangulaires**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :  $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :  $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales  $\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Sens X-X :

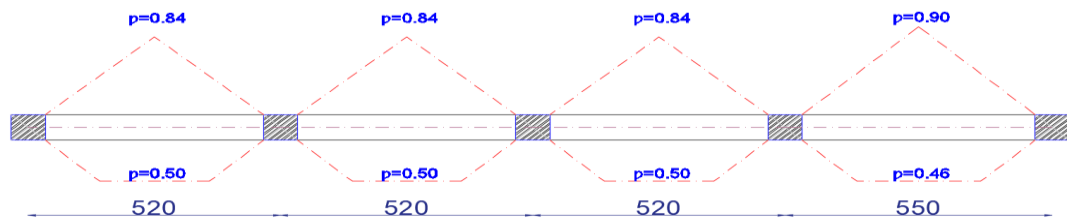


Figure V.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

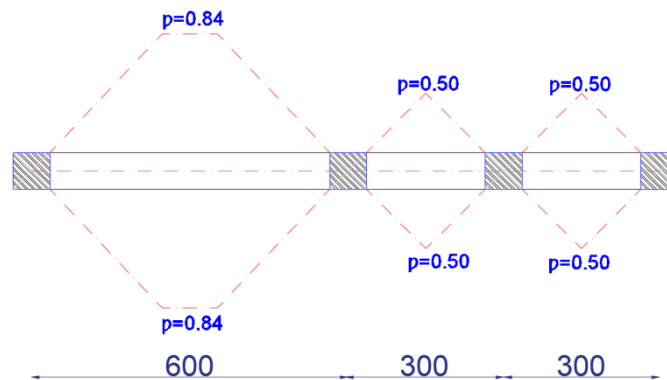


Figure V.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

• Calcul de chargement :

Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{53026.19}{272.96} = 194.26 \text{KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{38668.9074}{272.96} = 141.66 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

**Sens X-X :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
$q_m^u$ (KN/m)	362,25	362,25	362,25	378,62
$q_m^s$ (KN/m)	260,57	260,57	260,57	272,34
$q_v$ (KN/m)	281,75	281,75	281,75	295,70

**Sens Y-Y :**

**Tableau V.6.** Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
$q_m^u$ (KN/m)	536,31	214,67	214,67
$q_m^s$ (KN/m)	385,77	154,41	154,41
$q_v$ (KN/m)	476,80	161,00	161,00

• **Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.70 \times 1.1 \times 25 = 25.98 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 1.10 \times 25 = 19.25 \text{ KN/m}$$

**Sens X-X :**

✓ **A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.7.** Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	5.20	362,25	0	-968,48	2,086	1176,55	788,043
B-C	5.20	362,25	-968,48	-738,603	2,722	1223,50	375,348
C-D	5.20	362,25	-738,603	-1085,25	2,416	1220,06	320,395
D-E	5.50	378.62	-1085,25	0	3,271	1380,27	940,448

✓ L'ELS

**Tableau V.8.** Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	x <sub>0</sub> (m)	M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	5.20	260.57	0	-696,292	2,086	846,31	566,986
B-C	5.20	260.57	-696,292	-530,508	2,722	878,79	269,277
C-D	5.20	260.57	-530,508	-780,287	2,416	876,32	229,757
D-E	5.50	272,34	-780,287	0	3,271	992,824	676,594

**Sens Y-Y :**

✓ A l'ELU :

✓ **Tableau V.9.** Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	x <sub>0</sub> (m)	M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	6.00	536,31	0	-1664,013	2,483	2341,72	1653,096
B-C	3.00	214.67	-1664,013	-190,93	3,787	-319,90	-124,389
C-D	3.00	214.67	-190,93	0	1,796	232,10	155,473

✓ A l'ELS :

**Tableau V.10.** Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	x <sub>0</sub> (m)	M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	6.00	385.77	0	-1196,931	2,483	1684,41	1189,079
B-C	3.00	154.41	-1196,931	-137,334	3,787	-230,10	-89,466
C-D	3.00	154.41	-137,334	0	1,796	166,95	111,83

**V.6.1 Ferrailage des nervures**

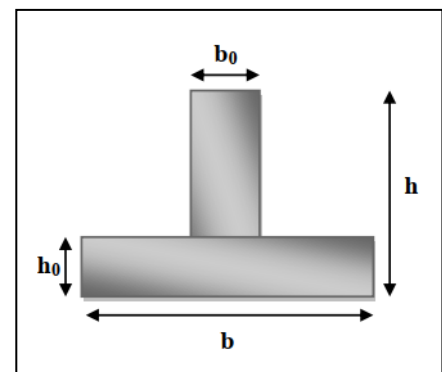
Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1\text{m} & ; h_0 = 0.4\text{m} \\ b_0 = 0.7\text{ m} & ; d = 1.05\text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**



**Figure V.5.** Schéma des nervures.

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{5.50}{2}; \frac{3.00}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.75; 0.30)$$

Donc :  $b \leq 1.25\text{m}$  ; Soit  $b=1.20\text{ m}$

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.70}{2} \leq \min\left(\frac{6.00}{2}; \frac{5.2}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.70}{2} \leq \min(3.00; 0.52)$$

Donc :  $b \leq 1.74\text{m}$  ; Soit  $b=1.70\text{ m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11.** Calcul des ferrillages.

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	940,448	29.31	14.91	37.70	12HA20
	Appui	-1085,25	33.99	14.91	37.70	12HA20
Y-Y	Travée	1653,096	51.96	20.64	58.90	12HA25
	Appui	-1664,013	52.32	20.64	58.90	12HA25

**V.6.2 Vérification nécessaire**

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{967.02 \times 10^{-3}}{1 \times 1.05} = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1675.99 \times 10^{-3}}{1 \times 1.05} = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \end{array} \right.$$

- Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{967.02 \times \left(\frac{1.30 - 0.70}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.05 \times 0.4 \times 1} = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1675.99 \times \left(\frac{1.80 - 0.70}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.05 \times 0.4 \times 1} = 2.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
X-X	Travée	676,594	24.78	3462552,47	4.87 < 15	Vér	206.86 < 201.63	N. Vér
	Appui	-780.28	24.78	3462552,47	5.58 < 15	Vér	238.56 < 201.63	N. Vér
Y-Y	Travée	1189,079	26.02	5260900,85	5.88 < 15	Vér	233.85 > 201.63	Vér
	Appui	-1196,931	26.02	5260900,85	5.92 < 15	Vér	235.40 > 201.63	Vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau V.13. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres
X-X	Travée	676,594	2.86	0.31	41.58	48.30	6HA25+6HA20
	Appui	-780.28	3.30	0.35	48.13	48.30	6HA25+6HA20
Y-Y	Travée	1189,079	3.63	0.31	73.35	77.71	6HA32+6HA25
	Appui	-1196,931	3.65	0.32	73.35	77.71	6HA32+6HA25

• Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right] \leq 21.42 \text{mm, alors, } \phi_t = 10 \Rightarrow A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 74.3 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 44.4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (70 \times 110) = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA } 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

V.6.3 Schémas de ferrailage

Voire annexe 13

V.7. Etude de voile périphérique

Selon le RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2) les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### V.7.1 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.25 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.30 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### V.7.2 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.01 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.40 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 18^\circ \end{array} \right.$$

### V.7.3 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **Poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 32.03 \text{ KN/m}^2$$

- **La surcharge:**

On a :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque :** Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

### V.7.4 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### A l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 7.92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 51.16 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 40.35 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 40.35 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} l_x = 3.25 \text{ m} \\ l_y = 5.30 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.61 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

On a :

$$\rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 34.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 10.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 29.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 9.00 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -17.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times e) \text{ m}^2$ .

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

**Tableau V.14.** Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travées	X-X	29.27	5.14	1.90	5HA12 = 5.65
	Y-Y	9.00	1.53	1.90	5HA12 = 5.65
Appui		-17.22	2.97	1.90	5HA12 = 5.65

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

**V.7.5 Vérifications**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.62 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.9 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.90 \text{ cm}^2 \end{cases}$$



• **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 43.71 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 81.83 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**A l'ELS**

• **Calcul des moments**

$$\text{On a : } \rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 37.31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 5.28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 41.90 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29.30 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Les moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 23.41 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 11.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 19.90 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 9.51 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -11.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{cases}$$

**Tableau V.15.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs	
Travée	x-x	19.90	4.58	16275,6007	5.61 < 15	Vér	254.93 > 201.63	N.vér
	y-y	9.51	4.58	16275,6007	2.68 < 15	vér	108.88 < 201.63	vér

Appui	-11.70	4.58	16275,6007	1.57 < 15	vér	133.93 < 201.63	vér
-------	--------	------	------------	-----------	-----	-----------------	-----

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

**Tableau V.16.** Calcule des armatures à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	A	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2/ml$ )	Nombre de barres	$S_t$
Travée	X-X	19.90	6.65	0.31	6.32	6.79	6HA12	17

### V.7.6 Schéma de Ferrailage du voile périphérique

Voir annexe 14

### V.8. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé soumis à la charge du bâtiment sous forme d'un effort normale avec un excentrement.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.

# Conclusion

Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis-à-vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à la rue Mahfoudi wilaya de Bejaia qui est une zone sismique IIa.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure n'est pas régulière en plans ni en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site ne nous donne que le sol d'assise à une capacité portante moyenne vue l'importance de l'ouvrage. Le pré-dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux..., Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS. On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte (voile-portique) avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour

des voiles d'épaisseur  $e = 20$  cm pour le sous-sol et RDC, et d'épaisseur  $e = 15$  cm pour les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 8, disposés selon le sens x-x 04 voiles et 04 selon le sens y-y. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon y-y et le 2<sup>ème</sup> selon x-x, et le 3<sup>ème</sup> c'est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 8 selon x-x et dans le mode 9 selon y-y.

Les sections des poteaux choisies au chapitre pré-dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- $\Delta$ ).

Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

*Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.*

# Bibliographie

**Bibliographie**

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

**Logiciel**

- ETABS V2016
- Auto CAD 2016

# Annexes



## ANNEXE 1

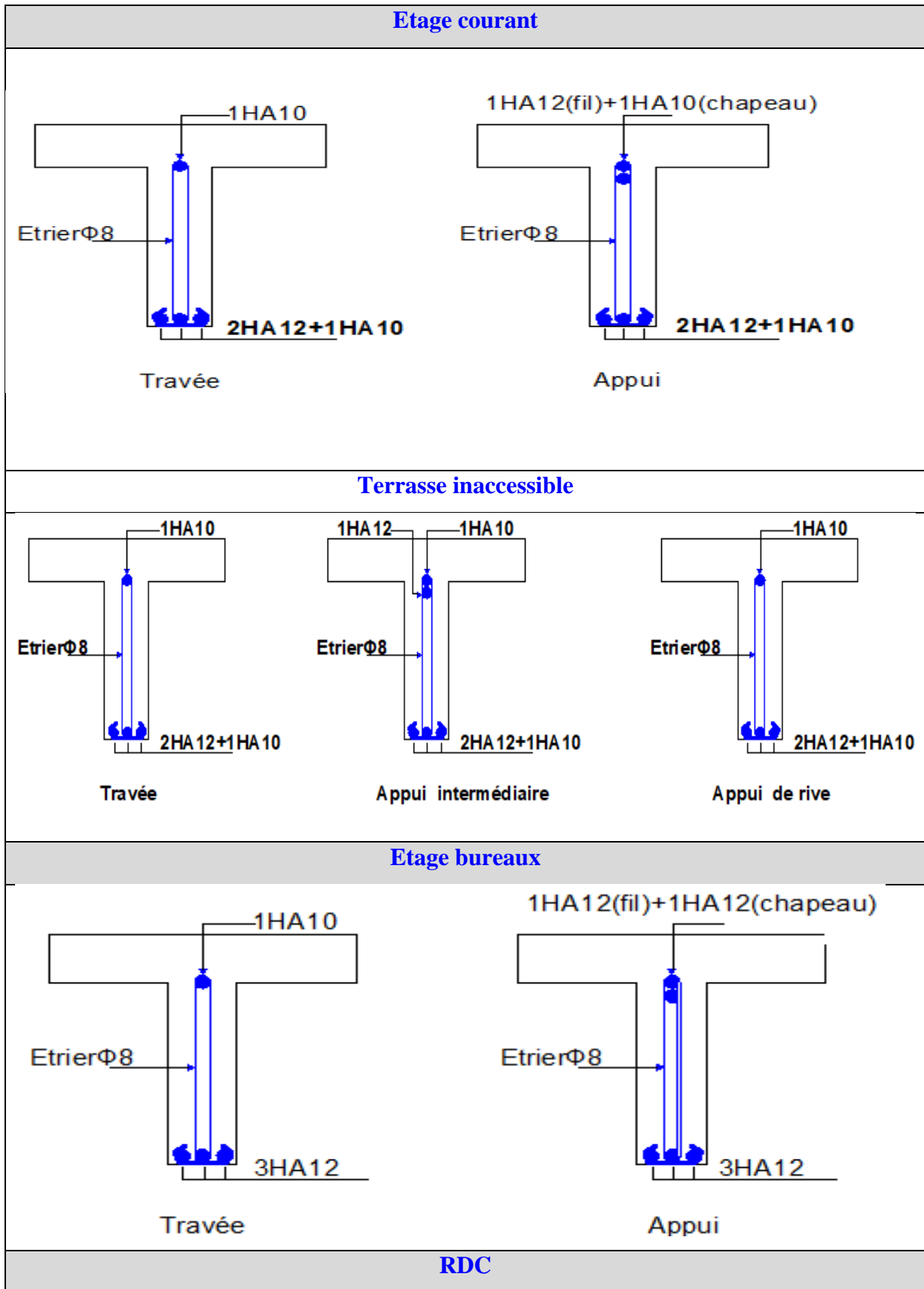
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\beta = \frac{L_x}{L_r}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

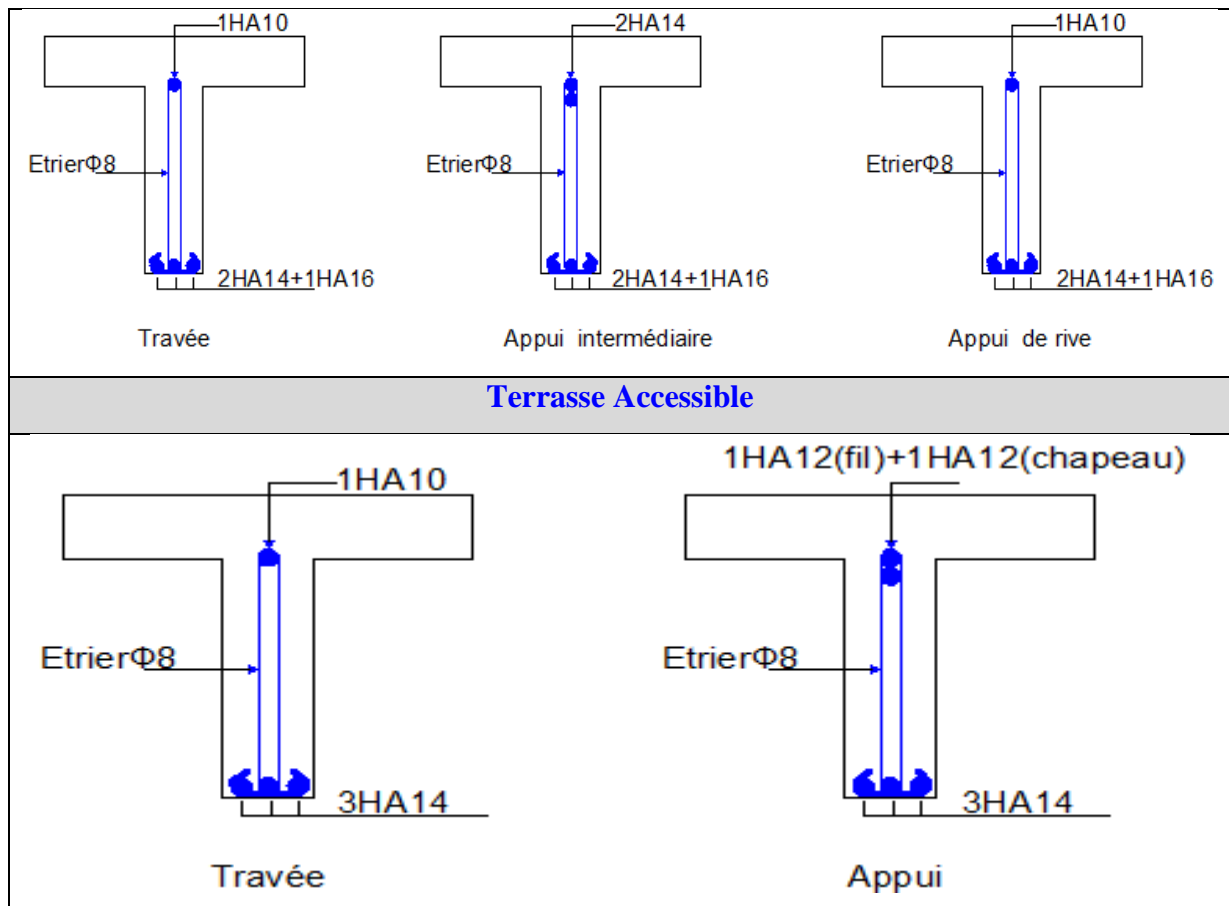
## ANNEXE 2

Tableau de ferrailage

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	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	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

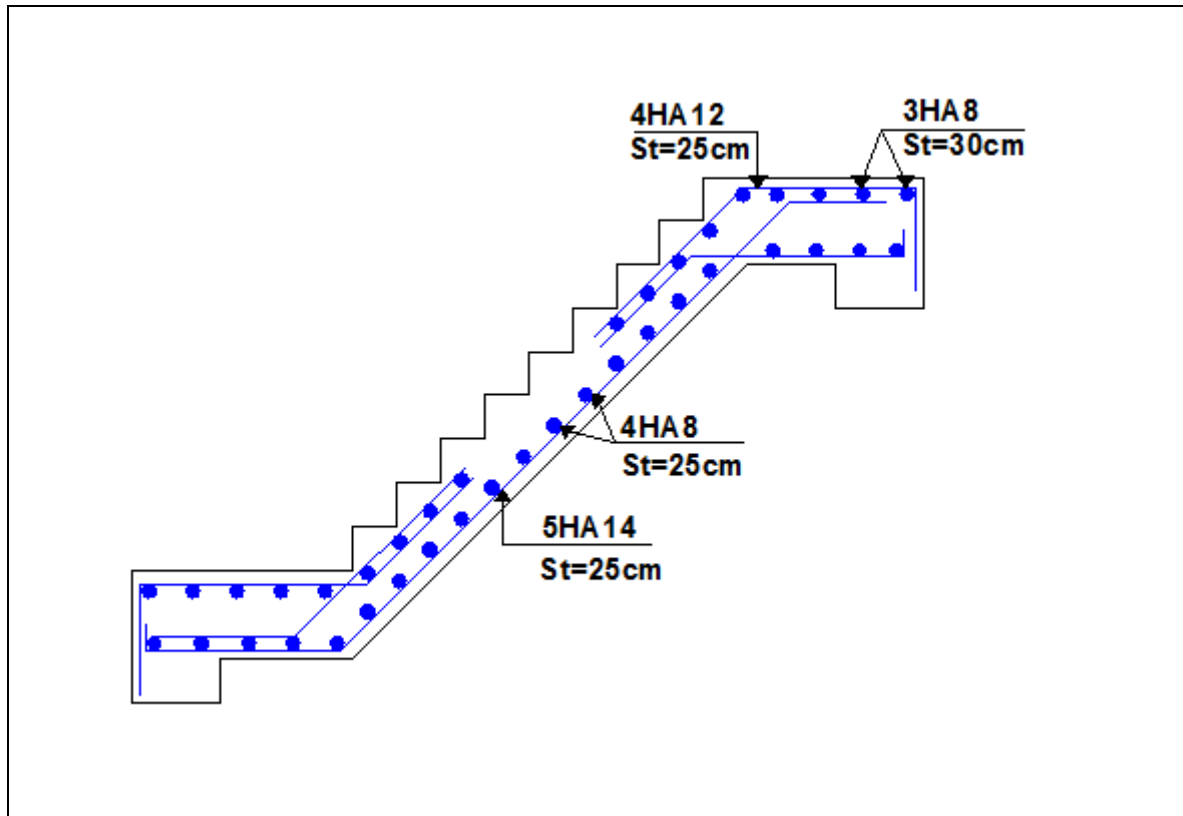
# ANNEXE 3



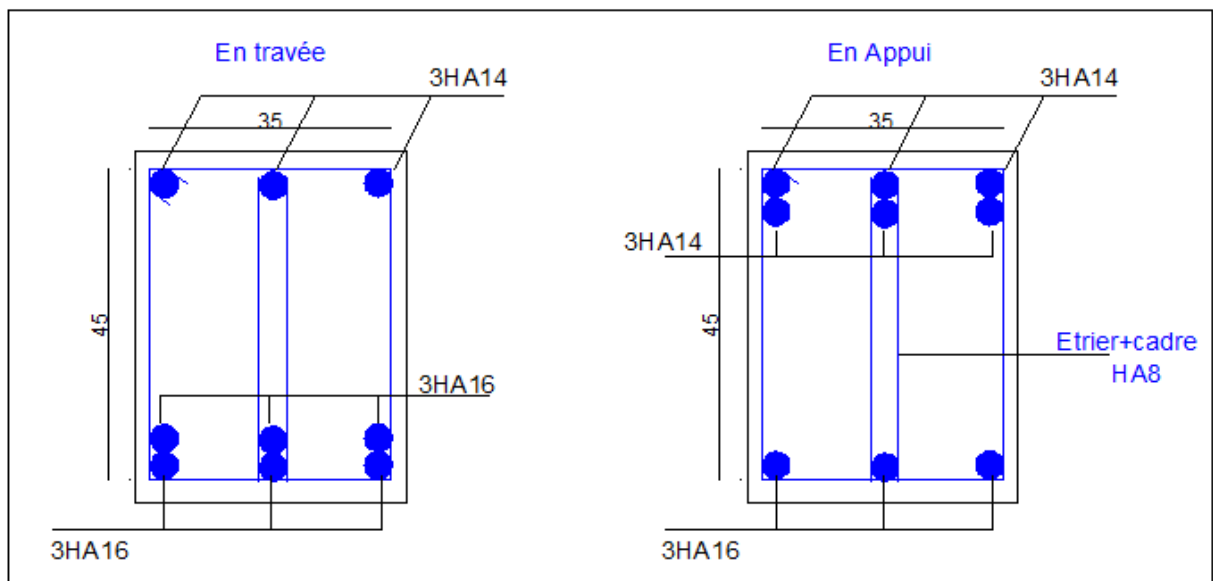


**Schémas des ferrillages des poutrelles**

## Annexe 4



### Ferrailage des escaliers



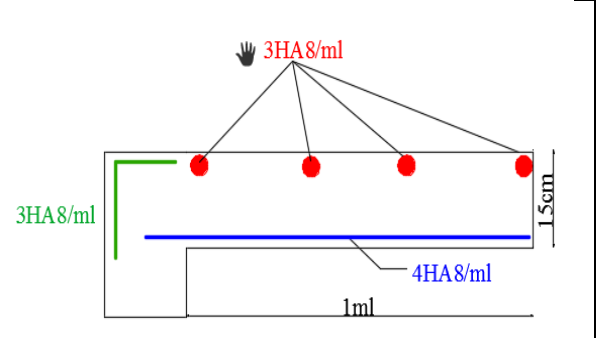
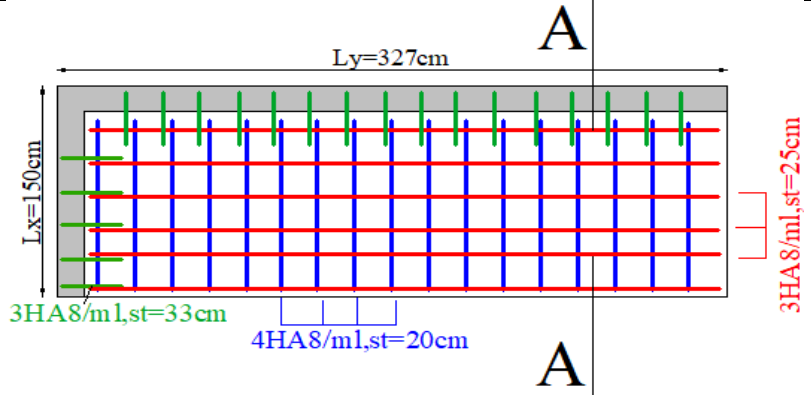
### Ferrailage de la poutre brisée



# ANNEXE 5

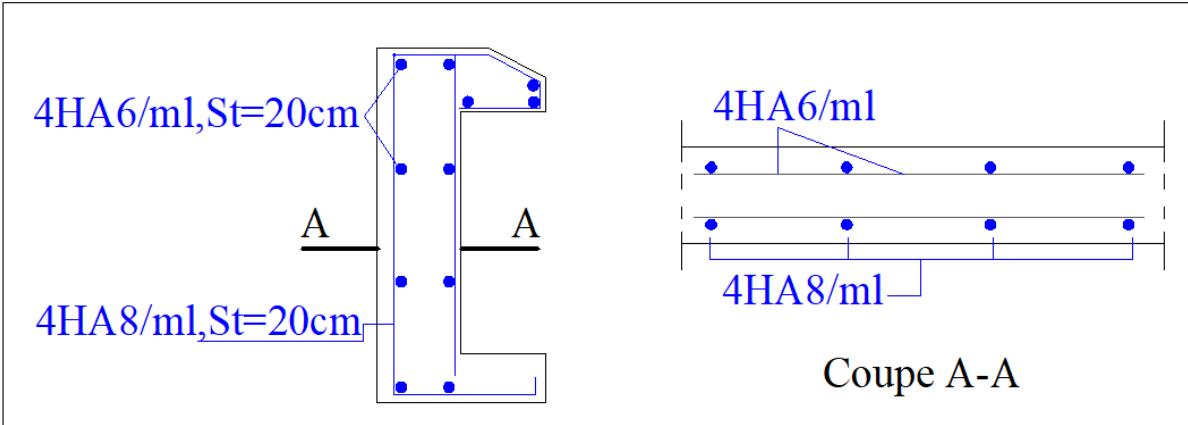
		Coupe A-A
DP1		
DP2		
DP3		
DP4		

DP5



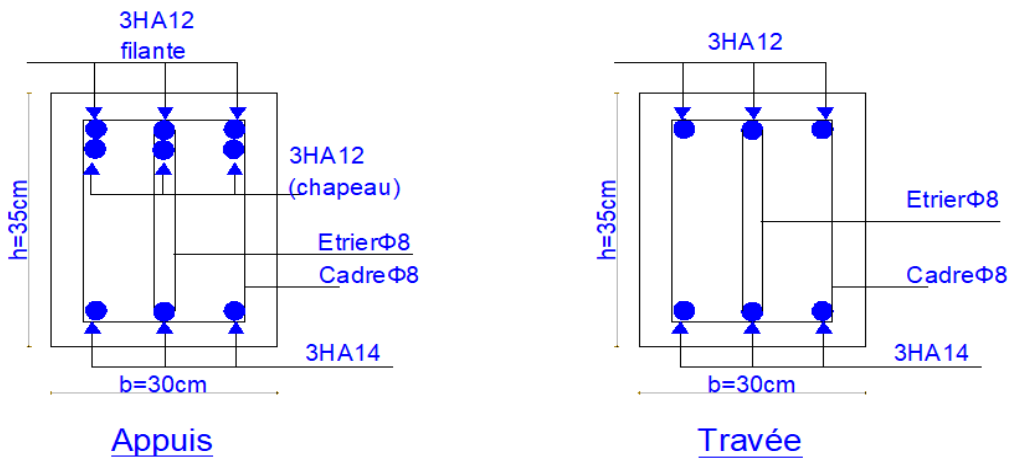


# ANNEXE 6



**Ferrailage de l'acrotère**

## ANNEXE 7



### Ferrailage de la poutre de chaînage

# ANNEXE 8

Poutre secondaire		
Etage	Travée	Appuis
Sous-sol	<p>4HA14</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>4HA14</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
RDC	<p>4HA14</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA16</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>4HA14</p> <p>2HA14chap</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA16</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
1 et 2	<p>3HA14</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA14chap</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA14</p> <p>3HA14chap</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>

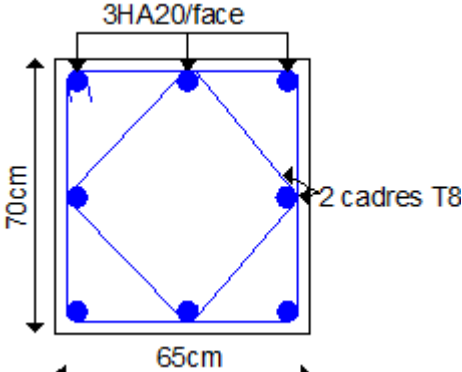
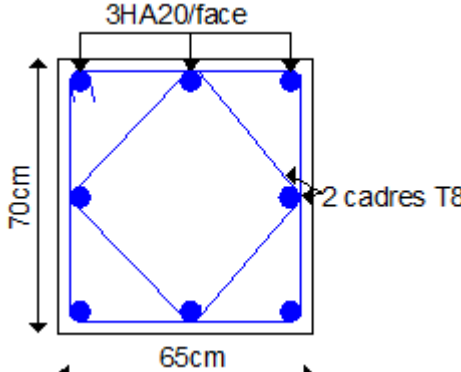
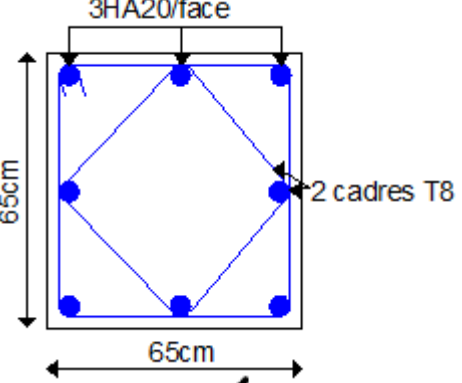
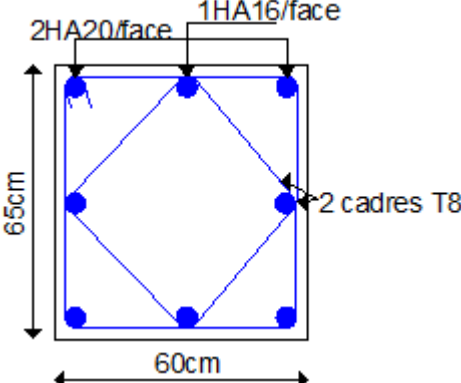
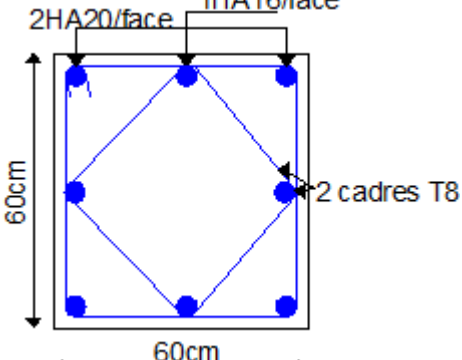
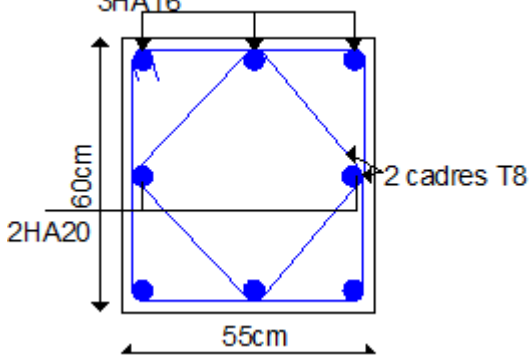
<p>3, 4 et 5</p>	<p>3HA12</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14chop</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chop</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
<p>6, 7 et 8</p>	<p>3HA12</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chop</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
<p>9,10 et 11</p>	<p>3HA12</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chop</p> <p>1 cadres + 1 étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>

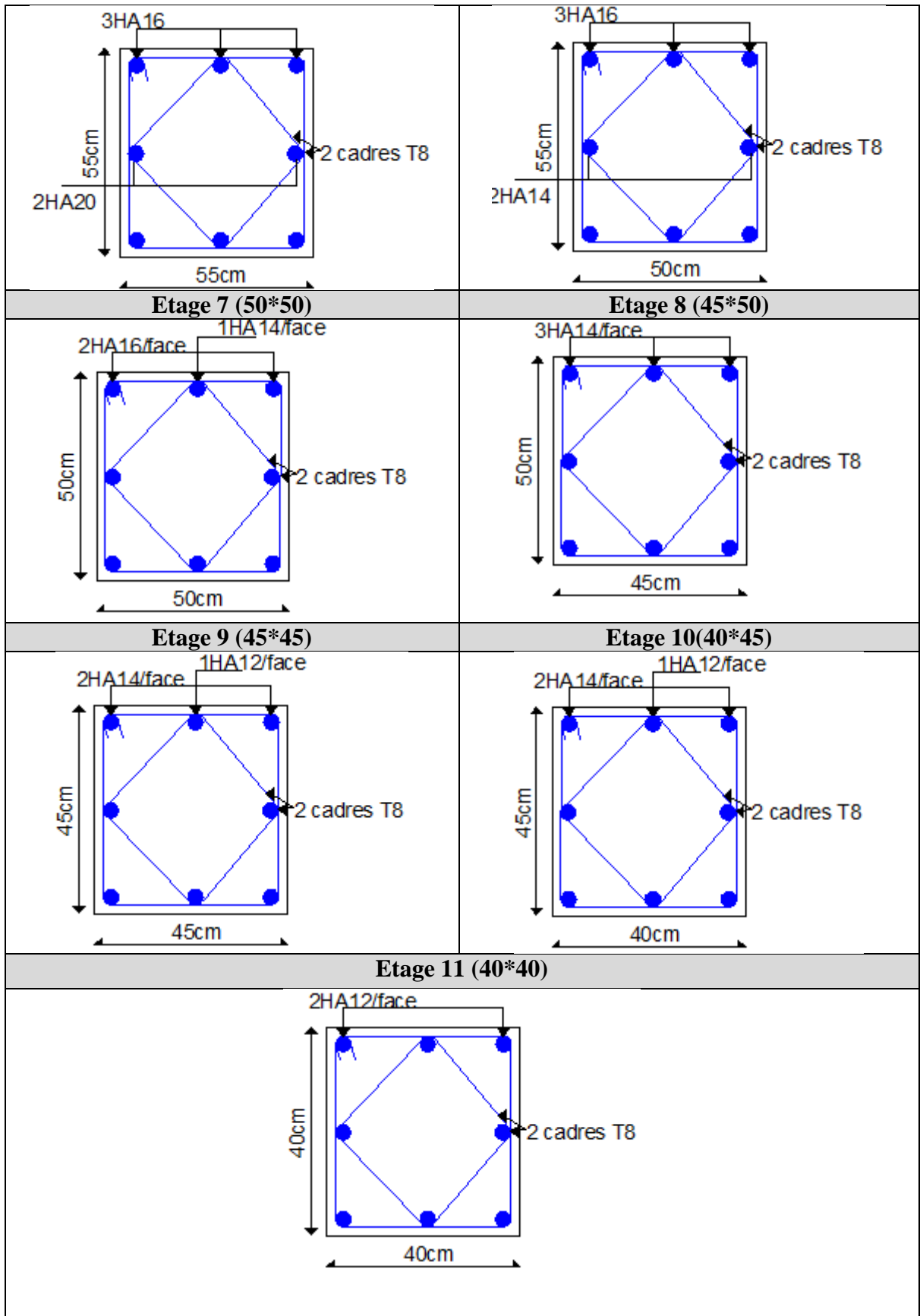
# ANNEXE 9

Poutres principales		
	Travée	Appuis
Sous-sol	<p>4HA14</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA20chape</p> <p>4HA16</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>4HA14</p> <p>2HA14chape</p> <p>1cadres + 2étriers T8</p> <p>4HA16</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
RDC	<p>3HA12</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA20chape</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chape</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
1 et 2	<p>3HA12</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA16chape</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA20chape</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>

<p>3, 4 et 5</p>	<p>3HA12</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA14chap</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chap</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
<p>6, 7 et 8</p>	<p>3HA12</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA14chap</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14chap</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA12</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>
<p>9,10 et 11</p>	<p>3HA14</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA20chap</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>3HA14</p> <p>3HA14chap</p> <p>1cadres + 1étrier T8</p> <p>3HA14</p> <p>30 cm</p> <p>40 cm</p>

# ANNEXE 10

<p align="center"><b>Sous-sol 70*65</b></p>	<p align="center"><b>RDC 70*65</b></p>
	
<p align="center"><b>Etage 1 (65*65)</b></p>	<p align="center"><b>Etage 2 (60*65)</b></p>
	
<p align="center"><b>Etage 3 (60*60)</b></p>	<p align="center"><b>Etage 4 (55*60)</b></p>
	
<p align="center"><b>Etage 5 (55*55)</b></p>	<p align="center"><b>Etage 6 (50*55)</b></p>





# Annexe 11

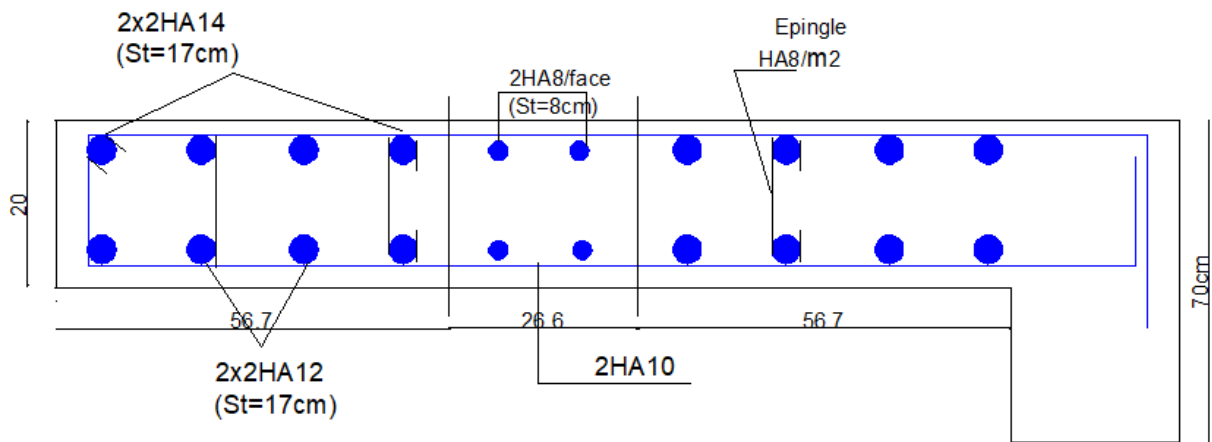


Schéma de ferrailage du voile Vx4

# ANNEXE 12

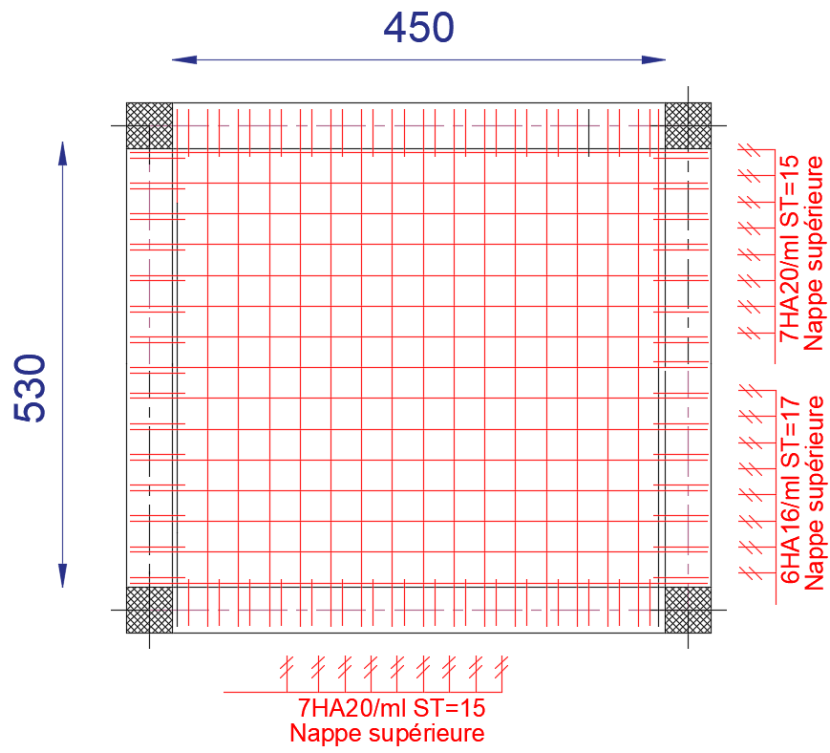
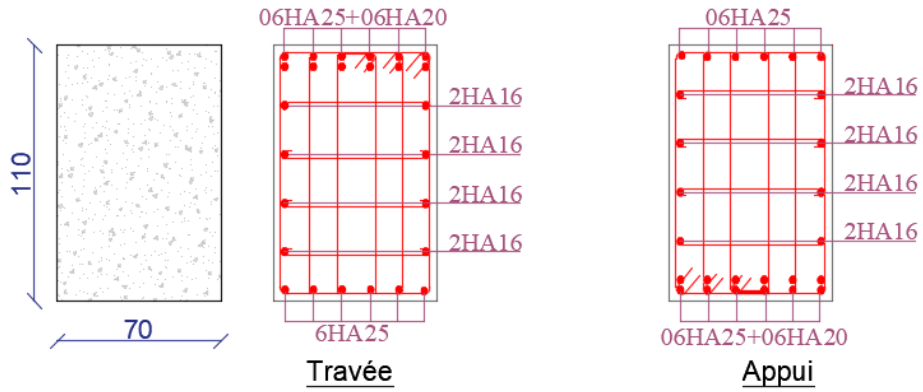


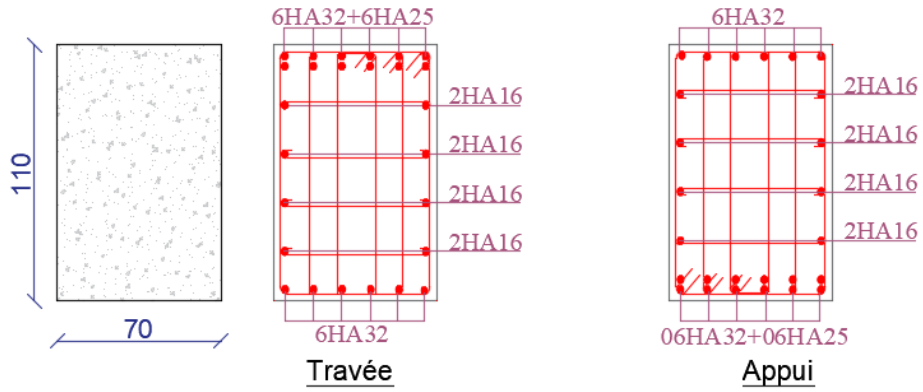
Schéma de ferrailage du radier

# ANNEXE 13

Sens X-X



Sens Y-Y



# ANNEXE 14

