

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études  
**Mémoire de fin d'études**

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master 2 en génie civil*  
*Option : Matériaux et Structures*

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>. BECHIR RIADH.  
M<sup>r</sup>. NAIT MANSOUR MASSINISSA.**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup>. HAZZAM**

**Jury:**

**M<sup>r</sup>. OURTEMACHE  
Mme. BERRAH**

**Promotion 2015-2016**

# ***Remerciements***

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.*

*A M<sup>r</sup> HAZZAM notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.*

*Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

**Riadh et Massi**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance afin de réussir ma vie, merci mes chers parents.*

*À mes très chères tantes et cousin qui m'ont soutenu et encouragé, merci mes chères tantes*

*À mes très chers frères et très chères sœurs qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études.*

*À mon oncle DADA SALAH athirham rabi et à toute sa famille.*

*À mon binôme RIADH et sa famille.*

*À tous mes amis*

*N. MASSINISSA*

# *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire :*

*A la mémoire de mon très cher ami mouhoubi Tawfiq qui nous a quittés.*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*A mes chers frères et sœurs.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A tous mes amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*A mon binôme massi et sa famille .*

**Riadh**

## Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	01
<b>Chapitre I : GENERALITE</b>	
<b>I.1.</b> présentation de l'ouvrage .....	02
<b>I.1.1</b> Description architecturale .....	02
<b>I.1.2</b> Description structurale .....	02
<b>I.2.</b> Règlements et normes utilisés .....	03
<b>I.3.</b> les états limites .....	03
<b>I.4.</b> Les actions .....	04
<b>I.5.</b> les matériaux .....	05
<b>I.5.1.</b> béton .....	05
<b>I.5.2.</b> l'acier .....	08
<b>I.6.</b> Caractéristiques du sol .....	09
<b>Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT</b>	
<b>II.1.</b> Introduction .....	10
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	10
<b>II.2.1.</b> Les planchers .....	10
<b>II.2.1.1.</b> Les planchers à corps creux .....	10
<b>II.2.1.2.</b> Les dalles plaines .....	14
<b>II.2.2.</b> Les murs extérieurs .....	16
<b>II.2.3.</b> Pré dimensionnement des escaliers .....	17
<b>II.2.3.1.</b> Pré dimensionnement d'escalier S.SOL .....	18
<b>II.2.3.2.</b> Pré dimensionnement d'escalier RDC .....	19
<b>II.2.3.3.</b> Pré dimensionnement d'escalier étage courant .....	22
<b>II.2.4.</b> Pré dimensionnement de l'acrotère .....	23
<b>II.3.</b> Pré dimensionnement des éléments principaux .....	23
<b>II.3.1.</b> Pré dimensionnement de poutre principale .....	23
<b>II.3.2.</b> Pré dimensionnement de poutre secondaire .....	25

<b>II.4.</b> Descente de charges .....	26
<b>II.5.</b> Vérification des poteaux .....	34
<b>II.6.</b> Conclusion .....	35
<b>Chapitre III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
<b>III.1.</b> Introduction .....	37
<b>III.2.</b> Etude des planchers .....	37
<b>III.2.1.</b> Etude des planchers à corps creux .....	37
<b>III.2.1.1.</b> Etude des poutrelles .....	37
<b>III.2.1.2.</b> Méthode forfaitaire .....	37
<b>III.2.1.3.</b> Méthode de Caquot .....	40
<b>III.2.1.4.</b> Différents types de poutrelles .....	41
<b>III.3.</b> Ferrailage des poutrelles .....	59
<b>III.3.1.</b> Exemple de ferrailage des poutrelles de l'étage courant .....	59
<b>III.3.2.</b> Calcul de la flèche pour l'étage S.SOL .....	71
<b>III.3.3.</b> Calcul de la flèche pour la terrasse inaccessible .....	71
<b>III.4.1.</b> Etude des dalles planes .....	73
<b>III.4.2.</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	78
<b>III.5.</b> Etude de l'acrotère .....	78
<b>III.5.1.</b> Hypothèse de calcul .....	79
<b>III.5.2.</b> Charge et surcharge .....	79
<b>III.5.2.1.</b> Charge verticale .....	79
<b>III.5.2.2.</b> Charge horizontale .....	79
<b>III.5.3.</b> Calcul des sollicitations .....	80
<b>III.5.4.</b> Ferrailage de l'acrotère .....	82
<b>III.6.</b> Les escaliers .....	85
<b>III.6.1.</b> Définition .....	85
<b>III.6.2.</b> Etude d'escalier étage courant .....	85
<b>III.6.2.1.</b> Premier type d'escalier .....	85
<b>III.6.2.2.</b> Etude de la poutre palière d'ESC étage courant .....	88

<b>III.6.3.</b> Escalier S.SOL.....	91
<b>III.6.3.1.</b> Etude de la poutre palière S.SOL .....	96
<b>III.6.4.</b> Escalier RDC .....	100
<b>III.6.4.1.</b> Etude de la poutre palière d’escalier RDC .....	106
<b>III.6.4.2.</b> Etude de la poutre chinage d’escalier RDC.....	110
<b>III.7.</b> Etude de l’ascenseur .....	114
<b>III.7.1.</b> Etude de la dalle plaine locale machine.....	114
<b>III.7.1.</b> Etude de la dalle plaine locale machine.....	114

#### **Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE**

<b>IV.1.</b> Introduction.....	123
<b>IV.2.</b> Objectifs et exigences.....	123
<b>IV.3.</b> Méthodes de calcul .....	123
<b>IV.3.1.</b> Méthode statique équivalente .....	123
<b>IV.3.2.</b> Méthode d’analyse modale spectrale.....	126
<b>IV.4.</b> Disposition des voiles .....	127
<b>IV.5.</b> Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par SAP2000.....	128
<b>IV.5.1.</b> Période de vibration et taux de participation des masses modales .....	129
<b>IV.5.2.</b> Justification de l’interaction voile portique .....	130
<b>IV.5.3.</b> Vérification de la résultante des forces sismique.....	131
<b>IV.5.4.</b> Vérification vis-à-vis des déplacements .....	132
<b>IV.5.5.</b> Justification vis-à-vis de l’effet P- $\Delta$ .....	134
<b>IV.5.6.</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	135
<b>IV.6.</b> conclusion.....	135

#### **Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

<b>V.1.</b> Introduction .....	136
<b>V.2.</b> Etude des poteaux .....	136
<b>V.2.1.</b> Recommandation du RPA 99/Version2003.....	136

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux .....	138
V.2.3. Ferrailage des armatures longitudinales .....	139
V.2.4. Ferrailage des armatures transversales .....	141
V.2.5. Vérification.....	143
V.2.5.1. Vérification à l'état ultime de stabilité de forme (flambement).....	143
V.2.5.2. Vérification des contraintes de compression.....	144
V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes .....	145
V.2.6. Déposition constructive des poteaux .....	146
V.3. Etude des poutres .....	148
V.3.1. Recommandations du RPA99/2003 .....	148
V.3.2. Ferrailage des poutres .....	150
V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	152
V.3.4. Armatures transversales .....	153
V.3.5. Vérification à l'ELU.....	154
V.3.6. Vérification à l'ELS .....	155
V.4. Etude des voiles.....	158
V.4.1. Recommandation du RPA 99/V2003 .....	160
V.4.2. Disposition des voiles .....	161
V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles .....	161
V.4.4. Ferrailage des voiles .....	166
V.5. Conclusion.....	175

#### **Chapitre IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1. Introduction.....	176
VI.2. Choix du type des fondations .....	176
VI.3. Etude des fondations.....	176
VI.3.1. Vérification des semelles isolées .....	176
VI.3.2. Vérification des semelles filantes .....	177
VI.3.3. Vérification du radier général .....	178
VI.3.3.1. Pré dimensionnement.....	178
VI.3.3.2. Vérification nécessaire.....	179

<b>VI.3.4.</b> Ferrailage .....	181
<b>VI.3.4.1.</b> La dalle du radier .....	181
<b>VI.3.4.2.</b> Calcul des nervures .....	184
<b>VI.4.</b> Etude du mur de périphérique .....	190
<b>IVI.6.</b> conclusion.....	195

## **CONCLUSION GENERAL**

## **BIBLIOGRAFIE**

## **ANNEXES**

## **LES PLANS**

## Liste des figures

### Chapitre I

<b>Figure I.1</b> : Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction l'âge de béton.....	05
<b>Figure I.2</b> : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	06
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contraintes-déformations pour les aciers.....	08

### Chapitre II

<b>Figure II.1</b> : plancher à corps creux .....	10
<b>Figure II.2</b> : Schéma d'une poutrelle .....	11
<b>Figure II.3</b> : Disposition des poutrelles.....	12
<b>Figure II.4</b> : Plancher terrasse inaccessible.....	12
<b>Figure II.5</b> : Plancher étage courant.....	13
<b>Figure II.6</b> : Dalle sur 2 appuis .....	15
<b>Figure II.7</b> : Dalle sur 3 appuis .....	15
<b>Figure II.8</b> : Dalle sur 4 appuis .....	15
<b>Figure II.9</b> : Murs extérieurs .....	16
<b>Figure II.10</b> : Schéma terminologie d'escalier.....	17
<b>Figure II.11</b> : Schéma statique de l'escalier S.SOL.....	18
<b>Figure II.12</b> : vue en plan de l'escalier S.SOL.....	18
<b>Figure II.13</b> : vue en plan de l'escalier RDC .....	19
<b>Figure II.14</b> : Schéma statique de l'escalier RDC 1 <sup>ère</sup> volée .....	19
<b>Figure II.15</b> : Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée RDC .....	21
<b>Figure II.16</b> : vue en plan de l'escalier étage courant .....	22
<b>Figure II.17</b> : Schéma statique d'ESC étage courant.....	22
<b>Figure II.18</b> : Coupe de l'acrotère.....	23
<b>Figure II.19</b> : Coupe transversale d'une poutre .....	24
<b>Figure II.20</b> : Hauteur libre d'étage .....	25
<b>Figure II.21</b> : Vue en plan d'un voile .....	26
<b>Figure II.22</b> : Surface revenant au poteau F-3 de l'ESC .....	30
<b>Figure II.23</b> : Section brute .....	34

## Chapitre III

<b>Figure III.1:</b> Schéma statique de la poutrelle.....	39
<b>Figure III.2:</b> Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	39
<b>Figure III.3:</b> Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées .....	40
<b>Figure III.4:</b> Schéma statique de la poutrelle.....	40
<b>Figure III.5:</b> Schéma statique de la poutrelle type 4.....	43
<b>Figure III.6:</b> Schéma statique de la poutrelle type 3 .....	46
<b>Figure III.7:</b> Dalle sur trois appuis .....	73
<b>Figure III.8:</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	78
<b>Figure III.9:</b> Coupe transversal de l'acrotère .....	79
<b>Figure III.10:</b> Section a ferrailer de l'acrotère.....	82
<b>Figure III.11:</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
<b>Figure III.12:</b> Schéma d'escalier étage courant.....	84
<b>Figure III.13:</b> Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	88
<b>Figure III.14:</b> Vue en plan d'escalier étage courant .....	88
<b>Figure III.15:</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière d'ESC étage courant .....	91
<b>Figure III.16:</b> Schéma statique d'escalier s.sol.....	92
<b>Figure III.17:</b> Schéma d'escalier s.sol 1 <sup>er</sup> tronçon .....	92
<b>Figure III.18:</b> Schéma d'escalier s.sol 2 <sup>ème</sup> tronçon .....	92
<b>Figure III.19:</b> Schéma de ferrailage d'escalier s.sol.....	96
<b>Figure III.20:</b> Schéma statique de la poutre palière d'ESC s.sol.....	96
<b>Figure III.21:</b> Section creuse équivalente .....	97
<b>Figure III.22:</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière s.sol .....	100
<b>Figure III.23:</b> Schéma de l'escalier RDC .....	100
<b>Figure III.24:</b> Schéma statique d'escalier RDC 1 <sup>er</sup> type.....	101
<b>Figure III.25:</b> Schéma statique d'escalier RDC 2 <sup>ème</sup> type .....	102
<b>Figure III.26:</b> Schéma de ferrailage d'escalier RDC .....	106
<b>Figure III.27:</b> Schéma statique de la poutre palière d'ESC RDC.....	106
<b>Figure III.28:</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière d'ESC RDC .....	110
<b>Figure III.29:</b> Schéma statique de la poutre chinage RDC .....	110

<b>Figure III.30:</b> Schéma de ferrailage de la poutre chinage RDC .....	114
<b>Figure III.31:</b> Schéma représentant la surface d'impacte .....	118
<b>Figure III.32:</b> Schéma de ferrailage de la dalle local machine .....	122
<b>Chapitre IV</b>	
<b>Figure IV.1:</b> Spectre de réponse .....	127
<b>Figure IV.2:</b> Disposition des voiles.....	128
<b>Figure IV.3:</b> 1 <sup>ere</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).....	128
<b>Figure IV.4:</b> 2 <sup>eme</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).....	128
<b>Figure IV.5:</b> 3 <sup>eme</sup> mode de déformation (torsion suivant z-z).....	129
<b>Chapitre V</b>	
<b>Figure V.1:</b> Zone nodale .....	137
<b>Figure V.2:</b> Section et moment dans les poteaux à ferrailer .....	139
<b>Figure V.3:</b> Disposition des armatures des poteaux.....	146
<b>Figure V.4:</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	147
<b>Figure V.5:</b> Schéma de ferrailage des poutres.....	156
<b>Figure V.6:</b> Différents moments dans la zone nodale .....	156
<b>Figure V.7:</b> Disposition des armatures dans les voiles .....	160
<b>Figure V. 8 :</b> Schéma de répartition des voiles .....	161
<b>Figure V.9:</b> Schéma d'un voile plein.....	166
<b>Figure V.10:</b> Schéma de ferrailage du voile RDC $V_{x2}$ .....	175
<b>Chapitre VI</b>	
<b>Figure VI.1:</b> Schéma d'une semelle isolée .....	177
<b>Figure VI.2:</b> Schéma d'une semelle filante.....	177
<b>Figure VI.3:</b> Schéma de ferrailage du radier.....	184
<b>Figure VI.4:</b> charges transmises aux nervures longitudinales de radier.....	185
<b>Figure VI.5:</b> charges transmises aux nervures transversales de radier .....	186
<b>Figure VI.6:</b> section à ferrailer.....	187
<b>Figure VI.7:</b> Schéma de ferrailage des nervures.....	189
<b>Figure VI.8:</b> Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	191
<b>Figure VI.9:</b> Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	195



## Liste des tableaux

### Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Charge permanente totale sur le plancher étage terrasse inaccessible .....	12
<b>Tableau II.2</b> : Charge permanente totale sur le plancher étage terrasse accessible .....	13
<b>Tableau II.3</b> : Charge permanente totale sur le plancher étage courant: .....	14
<b>Tableau II.4</b> : Charge permanente totale sur une dalle pleine .....	15
<b>Tableau II.5</b> : Charge permanente totale sur un mur extérieur .....	16
<b>Tableau II.6</b> : Charge permanente totale et surcharge de la volée d'escalier s.sol.....	18
<b>Tableau II.7</b> : Charge permanente totale et surcharge des paliers d'escalier.....	19
<b>Tableau II.8</b> : Charge permanente totale et surcharge de la 1 <sup>ère</sup> volée du RDC .....	20
<b>Tableau II.9</b> : Charge permanente totale et surcharge de la 2 <sup>ème</sup> volée du RDC .....	21
<b>Tableau II.10</b> : Charge permanente totale et surcharge de la volée de étage courant .....	22
<b>Tableau II.11</b> : Charge permanente totale et surcharge de l'acrotère: .....	24
<b>Tableau II.12</b> : Récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau G-5): .....	28
<b>Tableau II.13</b> : Récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau F-3):.....	31
<b>Tableau II.14</b> : Vérification à la compression simple des poteaux : .....	33
<b>Tableau II.15</b> : Vérification au flambement des poteaux .....	34

### Chapitre III

<b>Tableau III.1</b> : Les différents types de poutrelles.....	41
<b>Tableau III.1</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles .....	43
<b>Tableau III.3</b> : Sollicitations à l'ELU des poutrelles type (3) plancher s.sol .....	46
<b>Tableau III.4</b> . Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles type (6) plancher Terrasse .....	49
<b>Tableau III.5</b> . Moment en travées des poutrelles type (6) plancher terrasse.....	49
<b>Tableau III.6</b> : Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles type (7) plancher terrasse .....	50
<b>Tableau III.7</b> : Moment en travées des poutrelles type (7) du plancher terrasse.....	50
<b>Tableau III.8</b> : Moment isostatique et en travée des poutrelles type (8) plancher terrasse.....	50
<b>Tableau III.9</b> . Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (8) du plancher terrasse .....	50

<b>Tableau III.10:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type (9) plancher terrasse .....	51
<b>Tableau III.11:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type (9) du plancher terrasse .....	51
<b>Tableau III.12:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type(10) du plancher terrasse .....	51
<b>Tableau III.13:</b> Moment au niveau des travées des poutrelles de type (10) du plancher terrasse.....	52
<b>Tableau III.14:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type(1) du plancher d'étage courant.....	52
<b>Tableau III.15:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type(1) du plancher étage courant .....	53
<b>Tableau III.16:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis des poutrelles de type (2) du plancher étage courant .....	53
<b>Tableau III.17:</b> Moment au niveau des travées de poutrelles de type(2) du plancher étage courant .....	53
<b>Tableau III.18:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(5) du plancher étage courant .....	53
<b>Tableau III.19:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type(5) du plancher étage courant .....	54
<b>Tableau III.20:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (6) du plancher étage courant .....	54
<b>Tableau III.21:</b> Moment au niveau des travées de poutrelles de type (6) du plancher étage courant .....	54
<b>Tableau III.22:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(7) du plancher étage courant .....	55
<b>Tableau III.23:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type(7) du plancher étage courant .....	55
<b>Tableau III.24:</b> Moment isostatique et en travée de poutrelle de type (8) du plancher étage courant .....	55
<b>Tableau III.25:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type(8) du plancher étage courant .....	55
<b>Tableau III.26:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (1) du plancher S.SOL.....	56
<b>Tableau III.27:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle type (1) du plancher S.SOL	56

<b>Tableau III.28:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (2) du plancher S.SOL.....	57
<b>Tableau III.29:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type (2) du plancher S.SOL .....	57
<b>Tableau III.30:</b> Moment isostatique et en travée de poutrelle de type (3) du plancher S.SOL .....	57
<b>Tableau III.31:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (3) du plancher S.SOL.....	58
<b>Tableau III.32:</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis de poutrelle de type (4) du plancher S.SOL.....	58
<b>Tableau III.33:</b> Moment au niveau des travées de poutrelle de type (4) du plancher S.SOL.....	58
<b>Tableau III.34:</b> Sollicitation à l'ELU et l'ELS des poutrelles de tous les planchers .....	58
<b>Tableau III.35:</b> Moment max au niveau des appuis de rive .....	59
<b>Tableau III.36:</b> Moments max aux niveaux des poutrelles de l'étage courant.....	59
<b>Tableau III.37:</b> Calcul des armatures principales de tous les planchers.....	62
<b>Tableau III.38:</b> Vérifications de cisaillement à l'ELU de tous les planchers .....	64
<b>Tableau III.39:</b> Efforts tranchant dans le béton pour tous les planchers .....	65
<b>Tableau III.40:</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S de tous les planchers .....	67
<b>Tableau III.41:</b> Section d'armature et position de l'axe neutre du plancher étage courant.....	68
<b>Tableau III.42:</b> Evaluation des flèches du plancher étage courant .....	70
<b>Tableau III.43:</b> Evaluation des flèches du plancher étage S.SOL.....	71
<b>Tableau III.44:</b> Evaluation des flèches du plancher terrasse inaccessible .....	71
<b>Tableau III.45:</b> Schéma de ferrailage des poutrelles .....	72
<b>Tableau III.46:</b> Moment et effort tranchant au niveau de la dalle pleine de type(2) .....	75
<b>Tableau III.47:</b> Vérification des contraintes de la dalle pleine de type(2) .....	75
<b>Tableau III.48:</b> Charge et surcharge dans la dalle pleine type(3).....	75
<b>Tableau III.49:</b> Moment dans la dalle pleine type(3).....	76
<b>Tableau III.50:</b> Vérification de l'effort tranchant dans la dalle pleine type(3) .....	76
<b>Tableau III.51:</b> Armature dans la dalle pleine type(3) .....	76

<b>Tableau III.52:</b> Calcule des sections min dans la dalle plane type(3).....	77
<b>Tableau III.53:</b> Calcul des moments de la dalle plane type(3) à l'ELS .....	77
<b>Tableau III.54:</b> Vérification des contraintes de la dalle plane de type(3) .....	77
<b>Tableau III.55:</b> Charge permanente revenant à l'acrotère .....	79
<b>Tableau III.56:</b> Combinaison d'action de l'acrotère .....	80
<b>Tableau III.57:</b> Sollicitation sur le 1 <sup>er</sup> type d'escalier étage courant.....	85
<b>Tableau III.58:</b> Moment et effort tranchant dans le 1 <sup>er</sup> tronçon du 1 <sup>er</sup> type ESC étage courant.....	85
<b>Tableau III.59:</b> Moment et effort tranchant dans le 2 <sup>ème</sup> tronçon du 1 <sup>er</sup> type ESC étage courant.....	83
<b>Tableau III.60:</b> Ferrailage d'ESC en travée et en appuis d'étage courant.....	86
<b>Tableau III.61:</b> Vérification de ferrailage de l'ESC en travée et en appui d'étage courant.....	86
<b>Tableau III.62:</b> Vérification des contraintes de compression d'ESC étage courant.....	87
<b>Tableau III.63:</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'ESC étage courant.....	87
<b>Tableau III.64:</b> Pré dimensionnement de la poutre palière d'étage courant .....	88
<b>Tableau III.65:</b> Calcule a la flexion simple de la poutre palière d'étage courant.....	89
<b>Tableau III.66:</b> Résultats de ferrailage longitudinal de la poutre palière d'étage courant .....	89
<b>Tableau III.67:</b> Contrainte de cisaillement dans la poutre palière d'étage courant.....	89
<b>Tableau III.68:</b> Armature en torsion de la poutre palière d'étage courant .....	90
<b>Tableau III.69:</b> Contrainte de compression dans le béton pour la poutre palière d'étage courant.....	90
<b>Tableau III.70:</b> Charge permanente sur la volée et palier d'ESC S.SOL .....	91
<b>Tableau III.71:</b> Moment et effort tranchant dans le 1 <sup>er</sup> tronçon d'ESC S.SOL.....	92
<b>Tableau III.72:</b> Moment et effort tranchant dans le 2 <sup>ème</sup> tronçon d'ESC S.SOL .....	93
<b>Tableau III.73:</b> Moment et effort tranchant max dans ESC S.SOL .....	93
<b>Tableau III.74:</b> Ferrailage d'ESC S.SOL .....	93
<b>Tableau III.75:</b> Vérification de l'effort tranchant d'ESC S.SOL .....	93
<b>Tableau III.76:</b> Armature de répartition dans ESC S.SOL.....	94
<b>Tableau III.77:</b> Charge revenant sur la volée et palier d'ESC S.SOL.....	94

<b>Tableau III.78:</b> Sollicitation sur ESC S.SOL .....	95
<b>Tableau III.79:</b> Evaluation de la flèche dans ESC S.SOL.....	95
<b>Tableau III.80:</b> Charge et moment revenant sur la poutre palière (30*30) du S.SOL .....	96
<b>Tableau III.81:</b> Calcul d'armature de la poutre palière du S.SOL .....	96
<b>Tableau III.82:</b> Charge et moment revenant sur la poutre palière (35*35) du S.SOL .....	98
<b>Tableau III.83:</b> Calcul d'armature de la poutre palière (35*35) du S.SOL.....	98
<b>Tableau III.84:</b> Armature en torsion de la poutre palière du S.SOL .....	98
<b>Tableau III.85:</b> Contrainte de cisaillement dans la poutre palière du S.SOL.....	99
<b>Tableau III.86:</b> Armature transversale de la poutre palière du S.SOL.....	99
<b>Tableau III.87:</b> Charge et surcharge d'exploitation du 1 <sup>er</sup> type ESC RDC .....	100
<b>Tableau III.88:</b> Moment réel du 1 <sup>er</sup> type ESC RDC.....	102
<b>Tableau III.89:</b> Moment réel du 2 <sup>ème</sup> type ESC RDC .....	103
<b>Tableau III.90:</b> Ferrailage d'ESC RDC.....	103
<b>Tableau III.91:</b> Vérification de l'effort tranchant de l'ESC RDC.....	104
<b>Tableau III.92:</b> Vérification à l'ELS par la méthode de la RDM d'ESC RDC .....	104
<b>Tableau III.93:</b> Charge revenant a l'ESC RDC.....	105
<b>Tableau III.94:</b> Evaluation de la flèche dans ESC RDC .....	105
<b>Tableau III.95:</b> Charge et moment revenant sur la poutre palière (30*30) de l'ESC RDC.....	106
<b>Tableau III.96:</b> Calcul d'armature de la poutre palière du RDC .....	107
<b>Tableau III.97:</b> Charge et moment revenant sur la poutre palière (35*35) de l'ESC RDC .....	108
<b>Tableau III.98:</b> Armature en flexion simple de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC....	108
<b>Tableau III.99:</b> Armature de torsion de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC .....	108
<b>Tableau III.100:</b> Contrainte de cisaillement de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC....	108
<b>Tableau III.101:</b> Armature transversale de la poutre palière (35*35) d'ESC RDC .....	109
<b>Tableau III.102:</b> Charge et moment revenant sur la poutre chinage (30*30) de l'ESC RDC.....	110
<b>Tableau III.103:</b> Armature en flexion simple de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC.....	111
<b>Tableau III.104:</b> Armature de torsion de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC.....	111

<b>Tableau III.105:</b> Contrainte de cisaillement de la poutre chinage (30*30) d'ESC RDC..	111
<b>Tableau III.106:</b> Charge et moment revenant sur la poutre chinage (35*35) RDC .....	112
<b>Tableau III.107:</b> Armature de la poutre chinage (35*35) d'ESC RDC.....	112
<b>Tableau III.108:</b> Armature de torsion de la poutre chinage (35*35) d'ESC RDC.....	112
<b>Tableau III.109:</b> Contrainte de cisaillement dans la poutre chinage (35*35) du RDC .....	112
<b>Tableau III.110:</b> Armature transversale de la poutre chinage (35*35) RDC .....	113
<b>Tableau III.111:</b> Ferrailage de dalle local machine.....	116
<b>Tableau III.112:</b> Résultat de calcul des contraintes dans la dalle locale machine .....	117
<b>Tableau III.113:</b> Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dans la dalle locale machine .....	119
<b>Tableau III.114:</b> Moment en travée et en appui dans la dalle locale machine .....	119
<b>Tableau III.115:</b> Ferrailage de la dalle locale machine .....	120
<b>Tableau III.116:</b> Vérification des contraintes dans le béton de la dalle locale machine ...	122

#### Chapitre IV

<b>Tableau IV.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	124
<b>Tableau IV.2:</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	129
<b>Tableau IV.3:</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	130
<b>Tableau IV.4:</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	131
<b>Tableau IV.5:</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	132
<b>Tableau IV.6:</b> Vérification des déplacements selon x-x.....	132
<b>Tableau IV.7:</b> Vérification des déplacements selon y-y.....	133
<b>Tableau IV.8:</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	126
<b>Tableau IV.9:</b> Vérification des déplacements de la structure .....	127
<b>Tableau IV.10:</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	134
<b>Tableau IV.11:</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	135

#### Chapitre V

<b>Tableau V.1:</b> les sections min et max dans les poteaux préconisés par le RPA .....	137
<b>Tableau V.2:</b> Sollicitations dans les poteaux .....	139
<b>Tableau V.3:</b> Armatures longitudinales des poteaux .....	141
<b>Tableau V.4:</b> Armatures transversales des poteaux .....	142
<b>Tableau V.5:</b> Vérification du flambement des poteaux .....	144

<b>Tableau V.6:</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	145
<b>Tableau V.7:</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	146
<b>Tableau V.8:</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires .....	151
<b>Tableau V. 9:</b> Vérification de l'effort tranchant .....	153
<b>Tableau V.10:</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	154
<b>Tableau V.11:</b> Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS .....	154
<b>Tableau V.12:</b> Vérification de la flèche pour les poutres .....	155
<b>Tableau V.13:</b> Moment résistant dans les poteaux .....	157
<b>Tableau V.14:</b> Moment résistant dans les poutres .....	157
<b>Tableau V.15:</b> Vérification de la zone nodale .....	158
<b>Tableau V.16:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.15m$ à tous les niveaux.....	161
<b>Tableau V.17:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.25m$ à tous les niveaux.....	162
<b>Tableau V.18:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.45m$ à tous les niveaux.....	162
<b>Tableau V.19:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=1.4m$ à tous les niveaux.....	163
<b>Tableau V.20:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x5}=1.85m$ à tous les niveaux.....	164
<b>Tableau V.21:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2.05m$ à tous les niveaux.....	164
<b>Tableau V.22:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=1.6m$ à tous les niveaux.....	164
<b>Tableau V.23:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1.5m$ à tous les niveaux.....	165
<b>Tableau V.24:</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4}=1.3m$ à tous les niveaux.....	165
<b>Tableau V.25:</b> Ferrailage du voile $V_{x1}=1.15m$ sur toute la hauteur .....	169
<b>Tableau V.26:</b> Ferrailage du voile $V_{x2}=1.25m$ sur toute la hauteur .....	169
<b>Tableau V.27:</b> Ferrailage du voile $V_{x3}=1.45m$ sur toute la hauteur .....	170
<b>Tableau V.28:</b> Ferrailage du voile $V_{x4}=1.4m$ sur toute la hauteur .....	171
<b>Tableau V.29:</b> Ferrailage du voile $V_{x5}=1.85m$ sur toute la hauteur .....	172
<b>Tableau V.30:</b> Ferrailage du voile $V_{y1}=2.05m$ sur toute la hauteur .....	173
<b>Tableau V.31:</b> Ferrailage du voile $V_{y2}=1.6m$ sur toute la hauteur .....	174
<b>Tableau V.32:</b> Ferrailage du voile $V_{y3}=1.5m$ sur toute la hauteur .....	174
<b>Tableau V.33:</b> Ferrailage du voile $V_{y4}=1.3m$ sur toute la hauteur .....	175
<b>Chapitre VI</b>	
<b>Tableau VI.1:</b> Résumé des résultats de ferrailages du radier .....	182

<b>Tableau VI.2:</b> vérification des contraintes de la dalle du radier .....	183
<b>Tableau VI.3:</b> recalcul des sections d'armatures à ELS.....	183
<b>Tableau VI.5:</b> Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) .....	185
<b>Tableau VI.5:</b> Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) .....	186
<b>Tableau VI.6:</b> Sollicitations de la nervure de radier dans les deux sens à (ELS) .....	186
<b>Tableau VI.7:</b> Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier .....	187
<b>Tableau VI.8:</b> vérification de l'effort tranchant de la nervure de radier .....	188
<b>Tableau VI.9:</b> Résumé des résultats de des contraintes de la nervure .....	188
<b>Tableau VI.10:</b> vérification du résultat des contraintes de la nervure .....	188
<b>Tableau VI.11:</b> section d'armature du voile périphérique .....	191
<b>Tableau VI.12:</b> Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique.....	194
<b>Tableau VI.13:</b> vérification du résultat des contraintes du voile périphérique .....	194





# ***Introduction Générale***

---

## Introduction générale

L'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation) l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situ l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens RPA99/2003.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure a fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (**R + 11+sous-sol**) à usage d'habitation et commerciale, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéressés dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **SAP 2000V14**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

# *Chapitre I*

**I.1 : Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+11 avec sous-sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à TAZMALT wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone IIa (zone moyenne sismicité).

**I.1.1 : Description architecturale :**

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural, qui est presque de forme « L »

- Hauteur totale du bâtiment : **41,82m.**
- Hauteur du sous sol : **3,74m.**
- Hauteur du RDC : **4,42m.**
- Hauteur des étages courants : **3.06m.**

Sachant que Le RDC du bâtiment est destinée au commerce et les autres étages à l'habitation.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone IIa, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

**I.1.2 : Description structurale :**

❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ **Les façades et les cloisons :**

- les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de briques creuses, avec une l'âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels dans le cas d'un radier général.

**I.2 : Règlements et normes utilisés :** Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.(règlement parasismique algérien)
- ❖ CBA93 (code béton armé)
- ❖ DTR B.C.2.2 (document technique réglementaire Charges Et Surcharges)
- ❖ BAEL91/version 99. (béton armé aux états limites)
- ❖ DTR BC2.33.2. (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

**I.3 Les états limites :** (BAEL91)

**I.3.1 : Définition :** Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

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

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

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

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

**I.3.2. les hypothèses de calcul :**

**I.3.2.1 E.L.U :** CBA93 (article A.4.3.2)

1- conservation des sections planes.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte-déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

**I.3.2.2 E.L.S :** BAEL91 (article IV.1)

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

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

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

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

**I.4 les actions :****I.4.1 : Les différents types d'actions :**

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

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

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

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

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

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

**I.4.2 : Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

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

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

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum_{i \geq 2} 1,3\psi_{0i} Q_i$$

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

$\psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul :** RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \end{cases}$$

## I.5 : Les matériaux :

**I.5.1 : Béton :** est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

### I.5.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

**a) résistance à la compression  $f_{cj}$  :** Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16\*32) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire.

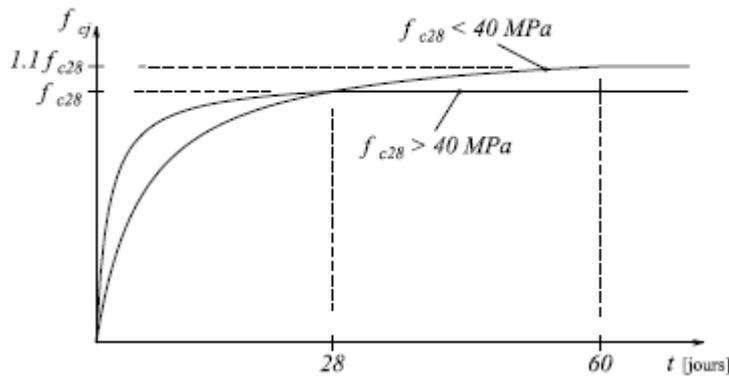
Dans le cas courant le béton est définit du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

pour des résistance  $f_{c28} \leq 40$  Mpa.

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

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

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



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

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA425), la résistance moyenne  $f_{c28}$ , comprise entre 22 et 25 MPa

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

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

$$\begin{aligned} f_{ij} &= 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).} \\ f_{ij} &= 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} & \end{aligned}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{i28} = 2,1$  Mpa.

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

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  Mpa donc :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**e) Module déformation transversale du béton :**

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

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de Poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

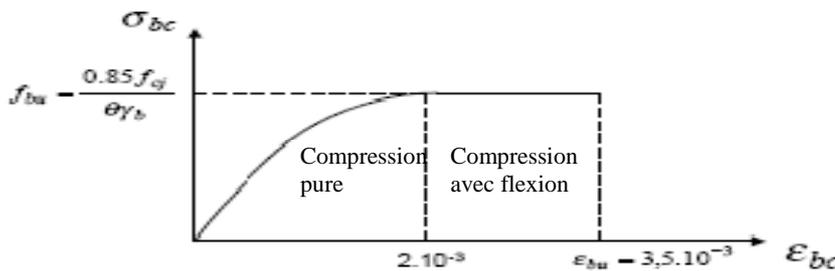
Pour le calcul des déformations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

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

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

**f) Diagramme contraintes déformations :**

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



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

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

$$0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) \quad \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \quad \text{cours BA 3}^{\text{ème}} \text{ année}$$

$$f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / (\theta * \gamma_b) \quad \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00$$

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

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

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

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

### I.5.2.L'acier :

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

#### I.5.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

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

- Contraintes limites  $\sigma_s$  :

✓ ELU

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

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ ELS : BAEL91 (article A.4.5.32)

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

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

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

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

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

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

### I.5.2.2 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

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

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

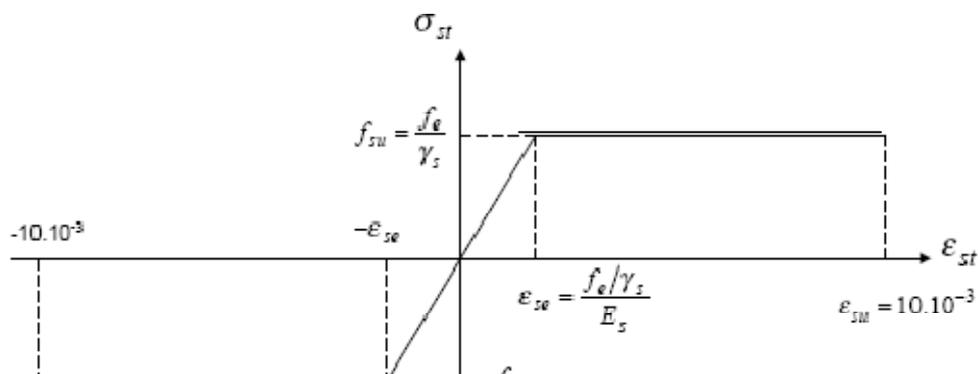


Figure I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

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

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

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

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

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

### I.6. caractéristiques du sol :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Tazmalt est essentiellement constitué de limons sableux galets et blocs d'origine dolomitique.

Les sols de fondation ne présentent aucune agressivité vis-à-vis du béton.

Le site est classé en catégorie S2 relative aux sols fermes.

A cet effet, on préconise ce qui suit :

- ✓ Le taux de travail dans le terrain est estimé à **2.20 bars**.
- ✓ L'ancrage des blocs doit être à au moins 3m de la surface du terrain naturel.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques jusqu'à 5m de profondeur :  $C = 0.38$  bar et  $\phi = 25^\circ$ .



# ***Chapitre II***

## II.1. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

## II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### II.2.1. Les planchers

#### II.2.1.1. Les planchers à corps creux

##### a. Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : **B-6-8-4, 2-4**):

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

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 415 / 22.5 = 18.44 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$ .

Avec :

- ✓ **h = 16 cm** : hauteur du corps creux.
- ✓ **h<sub>0</sub> = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression.

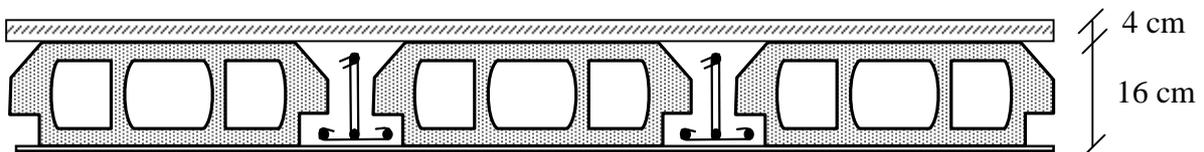


Figure II.1 : plancher à corps creux.

##### b. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

$b$ : largeur de la table de compression

$b_0$ : largeur de la nervure

$L_x$ : distance entre nus de deux poutrelles successive.

$L_y$ : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0$ : épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$ : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Donc on prend :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm, et } L_y = 445 - 30 = 415\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 415/10) \rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 65\text{cm}$

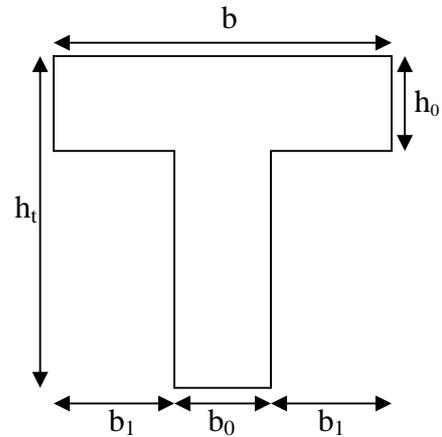
### c. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

➤ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

➤ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères comme indique la figure ci-dessous (figure II.3) :



**Figure II.2.** Schéma d'une poutrelle

**CBA93 (article A.4.1.3)**

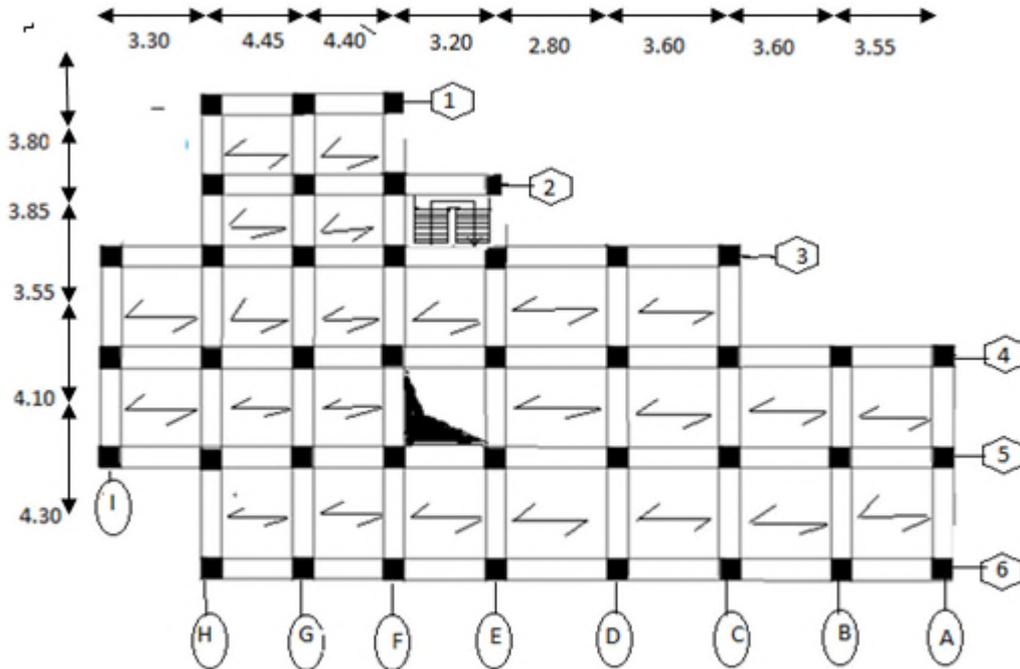


Figure II.3. Disposition des poutrelles.

Poutres secondaires : 1, 2, 3, 4, 5, 6. / Poutre principales : a, b, c, d, e, f, g, h, i.

**d. Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

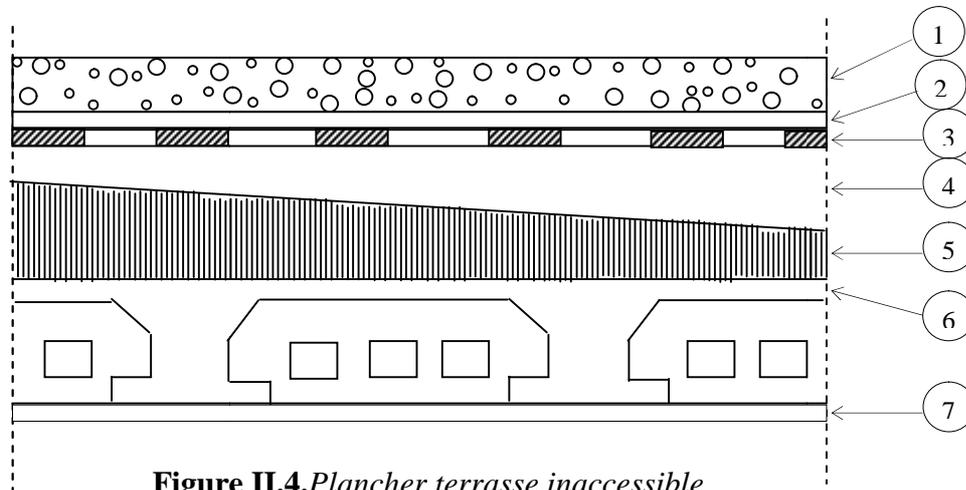


Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Charge permanente totale sur le plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,25	0,10

4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
$\Sigma G$		6.4		

- La charge permanente totale estimée est :  $G = 6.40 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :  $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$ .

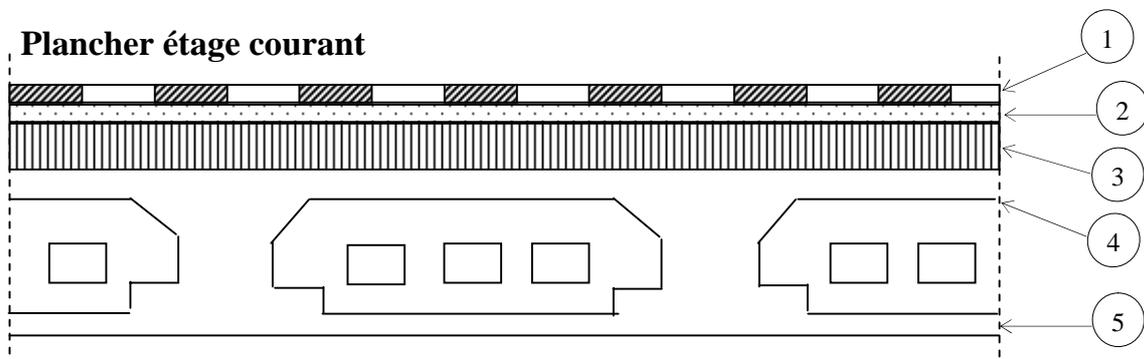
➤ **Plancher de terrasse accessible**

**Tableau II.2.** Charge permanente totale sur le plancher terrasse accessible.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
5	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		6.36		

- La charge permanente totale estimée est :  $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

➤ **Plancher étage courant**



**Figure II.5.** Schéma de plancher étage courant

**Tableau II.3.** Charge permanente totale sur le plancher étage courant.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
$\Sigma G$	5.2			

- La charge permanente totale est estimée à :  **$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$** .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant est estimée à :  **$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$**
- D'après le **DTR BC 2.2** La surcharge d'exploitation à prendre dans le rez de chaussée est :

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

### II.2.1.2. Les dalles pleines

#### a. Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Résistance au feu (CBA 93)**
  - $e \geq 7\text{cm}$ ..... pour une heure de coupe feu.
  - $e \geq 11\text{cm}$ .....pour deux heures de coupe feu.
  - $e \geq 17.5\text{cm}$ .....pour quatre heures de coupe feu.
- **Isolation phonique** :  $e \geq 13\text{cm}$
- **Critère de résistance à la flexion**
  - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  .....pour une dalle sur deux appuis (X)

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  .....pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  .....pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

➤ **Dalle sur deux appuis**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30}$$

$$\Rightarrow 3.75\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$$

➤ **Dalle sur trois appuis (balcon)**

$$L_x = 1.30\text{m}$$

$$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2.6\text{cm} \leq e \leq 3.25\text{cm}$$

➤ **Dalle sur 4 appuis (ascenseur)**

$$L_x=2.90\text{m et } L_y=3.80\text{m.} \rightarrow \frac{290}{50} \leq e \leq \frac{290}{40} \Rightarrow 5.8\text{cm} \leq e \leq 6.5\text{cm}$$

• **Schémas des dalles pleines :**

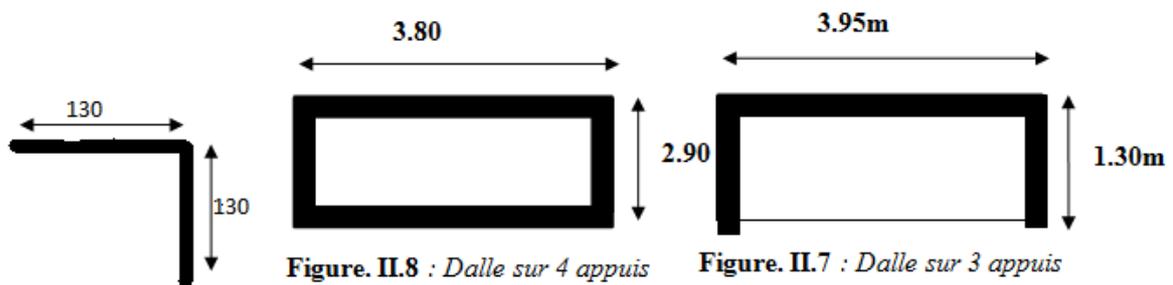


Figure. II.6 : dalle sur deux appuis

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est  $e=14\text{ cm}$  (pour 2 heures de résistance au feu)

**b. Evaluation des charges et surcharges**

Tableau II.4. Charge permanente totale sur une dalle pleine.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5

5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
$\Sigma G$	5.9			

- La charge permanente totale estimée est :  $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleine est estimée à :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

### II.2.2. Murs extérieur

#### a. Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

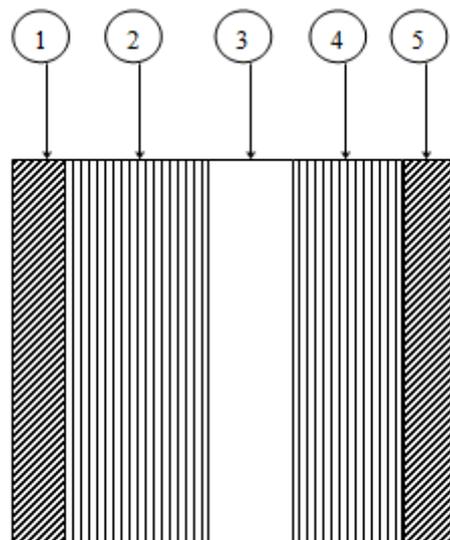


Figure II.9. Murs extérieurs

#### b. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.5. Charge permanente totale sur un mur extérieur.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$	2.85			

La charge permanente totale est estimée à :  $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$ .

### II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers

#### a. Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

#### b. Terminologie

$e$  : Epaisseur d'escalier

$L_0$  : Longueur projeté de la paillasse

$h$  : Hauteur de la contre marche

$\alpha$  : Inclinaison de la paillasse

$E$  : Emmarchement.

$L'$  : longueur réel de l'escalier.

$H$  : hauteur d'une volée.

$L$  : longueur réel de la volée.

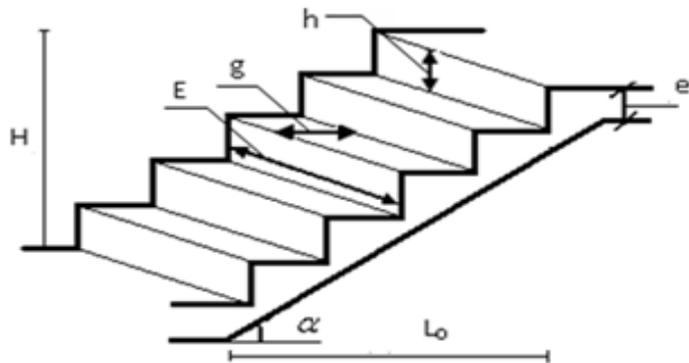


Figure II.10. Schéma terminologie d'escalier

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.60m \leq g + 2h \leq 0.64m$$

On prend:  $g + 2h = 64 \dots\dots\dots(1)$

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

En remplace dans (1)  $64n^2 - (L_0 + 2H + 64)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$

$n$  : Nombre de contre marche et  $n - 1$  : Nombre de marches.

L'épaisseur de la paillasse  $e$  est donnée par :  $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

**II.2.3.1. Escalier sous-sol on à :**

•Schéma d'escalier s.sol :

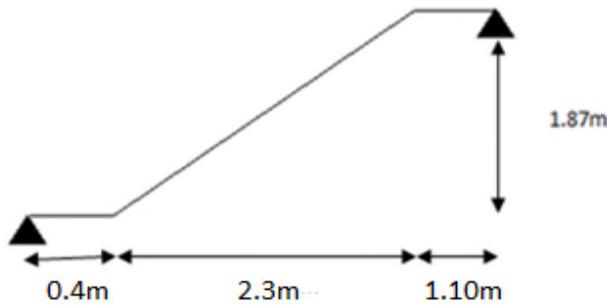


Figure II.11.Schéma d'escalier s.sol.

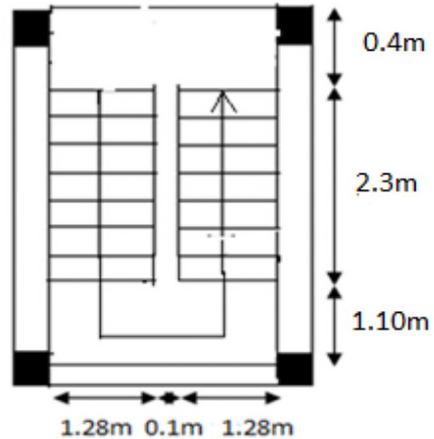


Figure II.12. vue en plan ESC S.SOL

$H = 1.87m$  et  $L_0 = 2.30m$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.30^2 + 1.87^2} = 2.96m.$$

$$\frac{446.42}{30} \leq e \leq \frac{446.42}{20}$$

Epaisseur de paillasse :

$$14.88 \leq e \leq 22.32cm \rightarrow \text{Soit : } e = 16cm$$

Calcul de g et h : en à  $L_0=2.3m$ ,  $H=1.87m$ .

D'après la relation de **Blondel** on à :  $64n^2 - 668n + 374 = 0$

En trouve  $n=10$  nombre de contre marche et  $(n-1)= 10$  nombre de marche

$$\text{Donc } g = \frac{230}{10-1} = 25.55cm; h = \frac{187}{10} = 18.7cm$$

$$tg \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{187}{230} = 1.038 \Rightarrow \alpha = 39.11^\circ$$

**Evaluation des charges et surcharges pour le sous-sol :**

➤ volée

**Tableau II.6.**Charge permanente totale et surcharge de la volée d'escalier s.sol.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44

Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.18/ 2	22	1.98
Paillasse	0.16/cos( $\alpha$ )	25	5.155
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		9.32	

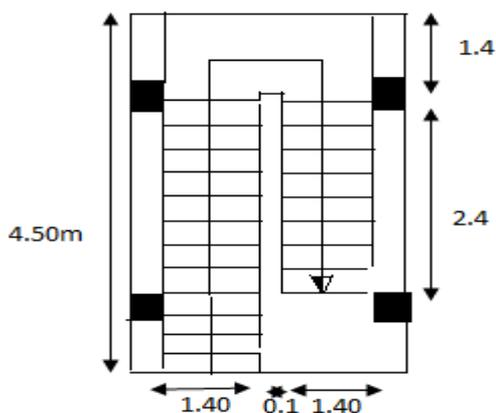
- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 8.65 \text{ KN/m}^2$ .
  - D'après le DTR BC 2.2 la charge d'exploitation est :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
- **Palier : on à la même charge et surcharge pour tous les paliers de notre bâtiment**

**Tableau II.7.** Charge permanente totale et surcharge des paliers d'escalier du bâtiment.

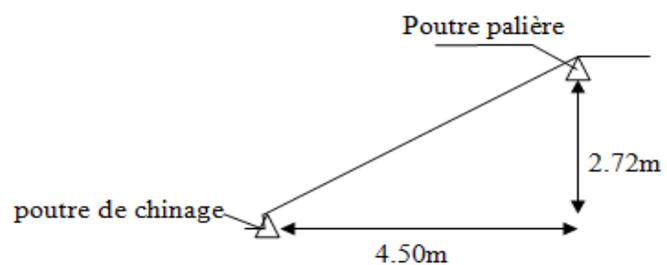
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité ( $\text{KN/m}^3$ )	Poids "G" ( $\text{KN/m}^2$ )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.16	25	4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		5.4	

La charge permanente totale est estimée à :  $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$ , et  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .

### II.2.3.2. Pour l'étage de RDC on à :



**Figure II.13.** vue en plan ESC.RDC



**Figure II.14 :** Schéma statique de la 1<sup>er</sup> volée de RDC.

**1<sup>er</sup> volée RDC :**

$$H = 2.72\text{m} \quad \text{et} \quad L_0 = 4.50\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.72^2 + 4.5^2} = 5.25\text{m}. \Rightarrow L' = L = 5.25\text{m}.$$

Epaisseur du paillasse :

$$\frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20}$$

$$\Rightarrow 17.5 \leq e \leq 26.25\text{cm} \quad \text{Donc on prend : } e = 18\text{cm}.$$

On prend  $h = 17\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{272}{17} = 16$$

Avec  $n = 16$  nombre de contre marche et  $(n-1) = 15$  nombre de marche

D'après la relation de Blondel on a :

$$g + 2h \leq 65 \quad \text{donc : } g + 2 \cdot 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31\text{cm} \rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{272}{450} = 0.604 \Rightarrow \alpha = 31.15^\circ$$

▪ **Evaluation des charges et surcharges pour le RDC :**

➤ **volée**

**Tableau II.8.** Charge permanente totale et surcharge de la 1<sup>ère</sup> volée du RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.18/cos( $\alpha$ )	25	5.258
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		8.814	

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 8.814 KN/m<sup>2</sup>.**
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>.**

- **2<sup>ème</sup> volée :**

$$H' = 1.7\text{m} \quad L_0 = 3.55\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H'^2} = \sqrt{1.7^2 + 3.55^2} = 3.936\text{m} \Rightarrow L = L' = 3.93\text{m}$$

Epaisseur du paillasse :

$$\frac{393.6}{30} \leq e \leq \frac{393.6}{20} \Rightarrow 13.12 \leq e \leq 19.68 \text{ On prend : } e = 16\text{cm}$$

Calcul g et h ;

D'après la relation de **Blondel** on a

$$64n^2 - 759n + 340 = 0$$

En trouve  $n=12$  nombre de contre marche et  $(n-1)=11$  nombre de marche

$$g = \frac{355}{12-1} = 32.2\text{cm}; h = \frac{170}{12} = 14.16\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1.70}{3.55} = 0.478 \Rightarrow \alpha = 25.58^\circ$$

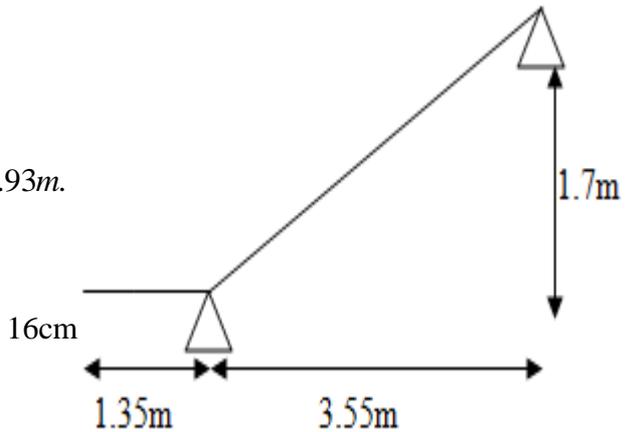
- **Evaluation des charges et surcharges :**

- **volée**

**Tableau II.9.** Charge permanente totale et surcharge de la 2<sup>ème</sup> volée du RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.16/cos( $\alpha$ )	25	4.43
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		7.986	

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 7.986 KN/m<sup>2</sup>**, et **Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>**.



**Figure. II.15 :** schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

**II.2.3.3. Pour l'escalier étages courants on a :**

- **Schéma d'escalier étage courant :**
- **Calcul des dimensions d'escalier :**

$H = 1.53m$  et  $L_0 = 2.40m$

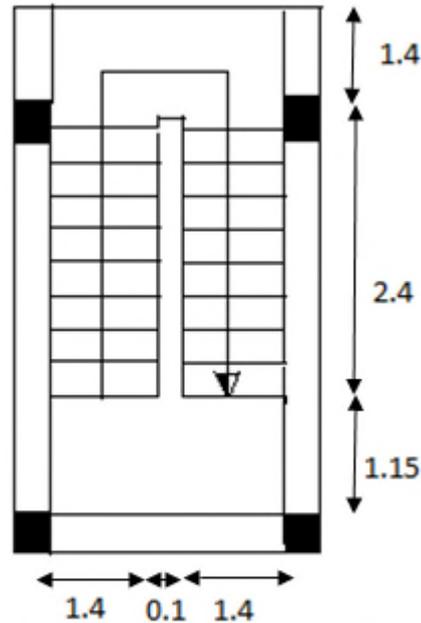
$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.84m$

$L' = 3.99m$

Epaisseur du paillasse :

$\frac{399}{30} \leq e \leq \frac{399}{20}$

$\Rightarrow 13.3 \leq e \leq 19.95cm$ , on prend  $e = 16cm$ .



**Figure. II.16 :** vue en plan d'escalier D'étage courant.

On remplace g et h dans l'équation (1) :

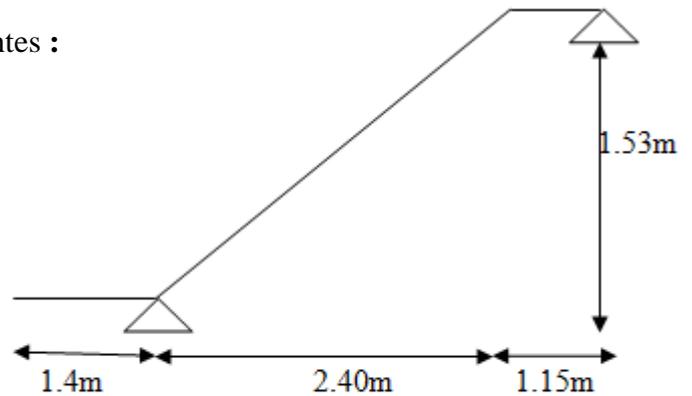
$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64cm \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$g = \frac{240}{9-1} = 30cm$

$tg \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

**c. Evaluation des charges et surcharges**



**Figure II.17 :** schéma statique de volée étage courant

➤ **La volée**

**Tableau II.10.** Charge permanente totale et surcharge de la volée de d'étage courant.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26

3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/cos $\alpha$	25	4.74
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G$		8.23		

- La charge permanente totale pour l'étage courant est estimée à :  $G = 8.23 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1) la surcharge d'exploitation pour un escalier a usage d'habitation est:  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

#### II.2.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

##### a. Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

##### b. Evaluation des charges

###### ➤ Charge permanent

###### • Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

Donc:  $G = 25 \times 0.0685 \times 1$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

###### • Enduit de ciment

###### • Enduit extérieure : (e=1.5cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN / ml}$$

###### • Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN / ml}$$

Donc:  $G_T = G + G_1 + G_2 = 1.713 + 0.18 + 0.24 = 2.133 \text{ KN / ml}$

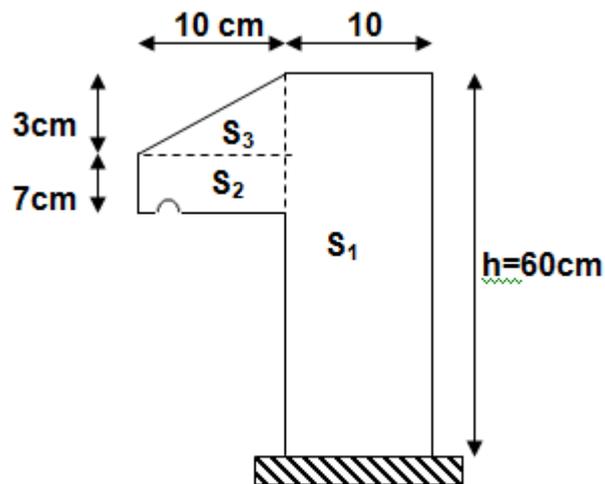


Figure II.18 : Coupe de l'acrotère

**Tableau II.11.** Charge permanente totale et surcharge de l'acrotère.

N°	Description	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )	∑ G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Corps de l'acrotère	1.713	2.133
2	Enduit de ciment extérieur	0.18	
3	Enduit de ciment intérieur	0.24	

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 2.133 KN/m<sup>2</sup>**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: **Q = 1KN/m<sup>2</sup>**

**II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :**

**II. 3. 1.Poutres principales [P.P] :**

**a- Les poutres principales :**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_{\max} = 400cm.$

$\Rightarrow 26.66cm \leq h \leq 40cm.$

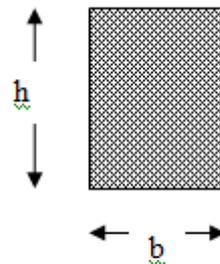
Soit :  $h = 40cm$  et  $b=30cm$

**• Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.  
 $h$  : hauteur de la poutre.



**FigII.19 :** Coupe transversale d'une poutre

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4 \end{cases} \text{ vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  
 $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

### II. 3.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 415\text{cm} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}.$$

Soit :  $h = 40\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$ .

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.  
 $h$  : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

### II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

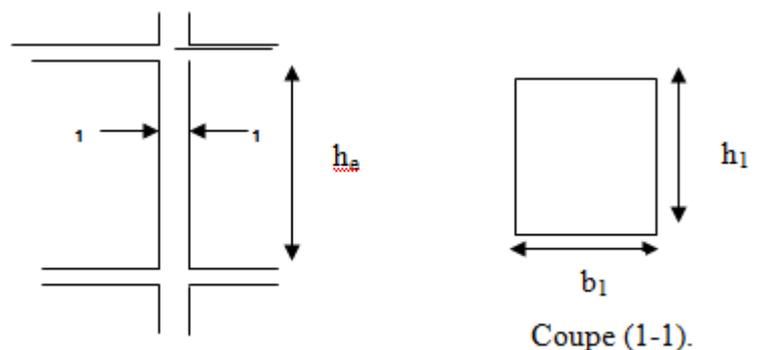


Figure II.20: Hauteur libre d'étage.

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06m$  Pour les étages courants et  $h_e = 4.42m$  Pour le RDC.

$h_e = 3.74m$  Pour le sous sol.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

✓ Pour les poteaux de sous sol et RDC on prend :  $b_1 \times h_1 = 45 \times 50cm^2$ .

✓ Pour les poteaux des étages courants on prend :  $b_1 \times h_1 = 40 \times 45cm^2$ .

### II.3.4. Les voiles

#### Pour les étages courants :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$a \geq \max \left[ \frac{306}{20} ; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [15.3 ; 15cm]$$

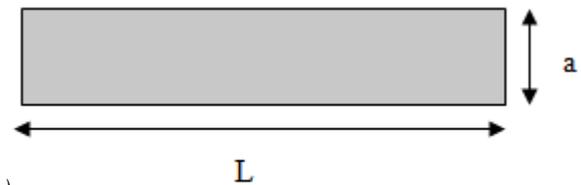


Figure II.21: Vue en plan d'un voile.

Soit  $a = 20cm$  pour les étages de 1 à 11.

#### Pour RDC et sous sol :

$h_e(\text{RDC}) = 442 \text{ cm}$  et  $h_e(\text{sous-sol}) = 374 \text{ cm}$

avec  $h_e = \max (374 ; 442) \text{ cm}$ .

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15cm \right] \Rightarrow a \geq \max \left[ \frac{442}{20} ; 15cm \right] \Rightarrow a \geq \max [22.1 ; 15cm].$$

Soit  $a = 25cm$   $L \geq 4 \times a = 100cm$ .

### II.4. DESCENTE DE CHARGES

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

➤ **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2** (article 6.3)

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit

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

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0 + Q$

Niveau 2 :  $Q_0 + Q + 0.95 \times Q$

Niveau 3 :  $Q_0 + Q + 0.95 \times Q + 0.9 \times Q$

.

Niveau n :  $Q_0 + Q + 0.95 \times Q + 0.9 \times Q + 0.85 \times Q + 0.8 \times Q + \dots 0.5 \times Q_n$

#### II.4.1.Poteau G-5 : (poteau centrale)

##### ➤ La surface afférente

$$s = s_1 + s_2 + s_3 + s_4$$

$$s = 3.942 + 3.895 + 4.15 + 4.10 \Rightarrow s = 16.087m^2.$$

##### ➤ Les charges et surcharges

Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G=6.40 \times 16.087=102.956 \text{ KN} \\ Q=1 \times 16.087=16.087 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher des étages courants plus RDC :

$$\begin{cases} G=5.20 \times 16.087=83.65 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 16.087=24.13 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher de sous-sol:

$$\begin{cases} G=5.20 \times 16.087=83.65 \text{ KN} \\ Q=5 \times 16.087=80.435 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutres principales :  $P_{pp}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.9 = 11.70 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $P_{ps}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.125 = 12.375 \text{ KN}$

- Poids total des poutres :  $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 24.075 \text{ KN}$

- Poteaux :

Pour les poteaux de 11<sup>ème</sup> étage :  $p_1=25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06=10.71 \text{ KN}$

Pour les poteaux de 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage :  $P_2=25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$

Pour les poteaux de 1<sup>ère</sup> étage à 8<sup>ème</sup> étage :  $P_3=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$

Pour les poteaux de RDC :  $P_3=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 4.42 = 29.835 \text{ KN}$

Pour les poteaux de sous-sol :  $P_4=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.74=21.037 \text{ KN}$

**Tableau II.12.**Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau G-5).

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher	102.956	16.087	137.741	16.087
	terrasse				
	inaccessible	10.71			
	Poteau	24.075			
N <sub>1</sub>	Poutres			259.238	40.217
	N <sub>0</sub>	137.741	16.087		
	Plancher	83.65	24.13		
	étage	24.075			
N <sub>2</sub>	courant	13.77		380.733	63.14
	Poutres				
	Poteau				
	N <sub>1</sub>	259.238	40.217		
N <sub>3</sub>	Plancher	83.65	22.923	505.668	84.857
	courant	24.075			
	Poutres	13.77			
	Poteau				
N <sub>4</sub>	N <sub>2</sub>	380.733	63.14	620.603	105.367
	Plancher	83.65	21.717		
	courant	24.075			
	Poutres	17.21			
N <sub>5</sub>	Poteau			735.538	124.671
	N <sub>3</sub>	505.668	84.857		
	Plancher	83.65	20.51		
	courant	14.075			
N <sub>6</sub>	Poutres	17.21		850.473	142.768
	Poteau				
	N <sub>4</sub>	620.603	105.367		
	Plancher	83.65	19.304		
N <sub>7</sub>	courant	14.075		964.935	159.659
	Poutres	17.21			
	Poteau				
	N <sub>5</sub>	735.538	124.671		
N <sub>8</sub>	Plancher	83.65	18.097	1079.87	175.343
	courant	14.075			
	Poutres	17.21			
	Poteau				
N <sub>8</sub>	N <sub>6</sub>	850.473	142.768	1079.87	175.343
	Plancher	83.65	16.891		
	courant	14.075			
	Poutres	17.21			
N <sub>8</sub>	Poteau			1079.87	175.343
	N <sub>7</sub>	964.935	159.659		
	Plancher	83.65	15.684		
	courant	14.075			
N <sub>8</sub>	Poutres	17.21		1079.87	175.343
	Poteau				
	N <sub>7</sub>	964.935	159.659		
	Plancher	83.65	15.684		
N <sub>8</sub>	courant	14.075		1079.87	175.343
	Poutres	17.21			
	Poteau				
	N <sub>7</sub>	964.935	159.659		

N <sub>9</sub>	N <sub>8</sub> Plancher courant Poutres Poteau	1079.87 83.65 14.075 17.21	175.343 14.478	1194.805	189.821
N <sub>10</sub>	N <sub>9</sub> Plancher courant Poutres Poteau	1194.805 83.65 14.075 17.21	189.821 13.271	1039.74	203.092
N <sub>11</sub>	N <sub>10</sub> Plancher courant Poutres Poteau	1309.74 83.65 14.075 29.835	203.092 12.065	1437.30	215.157
N <sub>12</sub>	N <sub>10</sub> Plancher courant Poutres Poteau	1437.30 83.65 14.075 21.03	215.157 40.217	1556.055	255.888

➤ **Calcul de l'effort normal (KN)**

➤ **à l'ELU**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = (1.35 \times 1556.055) + (1.5 \times 255.888)$$

$$N_U = 2484.506 \text{ KN}$$

➤ **à l'ELS**

$$N_S = G + Q$$

$$N_S = 1556.055 + 255.888$$

$$N_S = 1811.943 \text{ KN}$$

**II.4.2. Poteau F-3 (poteau de la cage d'escalier)**

➤ **La surface afférente**

$$S = s' + s_{esc}$$

$$s' = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s' = 3.638 + 3.126 + 2.211$$

$$s' = 8.976 \text{ m}^2$$

**Remarque :** pour le plancher terrasse inaccessible

$$S=11.549 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = s_v + s_p$$

Avec  $s_v = 1.4 \times l_v$

$$l_v = \frac{0.625}{\cos 32.51} = 0.741 \text{ m}$$

$$s_v = 1.037 \text{ m}^2$$

$$s_p = 1.45 \times 1.15 = 1.667 \text{ m}^2 \text{ et } S_{esc} = 2.704 \text{ m}^2$$

### ➤ Les charges et surcharges

Plancher terrasse inaccessible:

$$G = 6.4 \times 11.549 = 73.91 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q = 11.549 \times 1 = 11.549 \text{ KN}$$

Plancher étages courants et RDC :

$$G = 5.2 \times 8.976 = 46.675 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q = 1.5 \times 8.976 = 13.464 \text{ KN}$$

Plancher sous-sol :

$$G = 5.2 \times 11.549 = 60.05 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q = 5 \times 11.549 = 57.745 \text{ KN}$$

Escalier étages courants :

$$G_v = 8.23 \text{ KN/m}^2 ; G_p = 5.4 \text{ KN/m}^2 ; Q_{esc} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S_v = 1.037 \text{ m}^2 ; S_p = 1.667 \text{ m}^2$$

$$G = (8.23 \times 1.037) + (5.4 \times 1.667) = 17.536 \text{ KN} \text{ et } Q = (1.037 + 1.667) \times 2.5 = 6.76 \text{ KN}$$

Escalier RDC (2<sup>ème</sup> voleé):

$$G = 7.986 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_v = 1.967 \text{ m} \text{ et } S_{esc} = L_v \times 1.4 = 2.755 \text{ m}^2$$

$$G = 7.986 \times 2.755 = 22 \text{ KN} \text{ et } Q = 2.5 \times 2.755 = 6.88 \text{ KN}$$

D'ou:

### Poutres :

$$\text{Poutres principales : } P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.9 = 11.70 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.125 = 12.375 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total des poutres : } P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 24.075 \text{ KN}$$

### Poteaux :

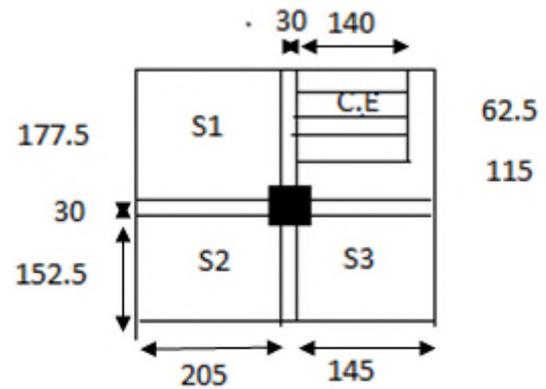
$$\text{Pour les poteaux de 11<sup>ème</sup> étage : } p_1 = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$

$$\text{Pour les poteaux de 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage : } P_2 = 25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Pour les poteaux de 1<sup>ère</sup> étage à 8<sup>ème</sup> étage : } P_3 = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Pour les poteaux de RDC : } P_3 = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 4.42 = 29.835 \text{ KN}$$

$$\text{Pour les poteaux de sous-sol : } p = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.74 = 21.037 \text{ KN}$$



**Figure. II.22.** surface revenant au poteau F-3 de la cage d'escalier.

**Tableau II.13.**Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau F-3)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher	73.91	11.549	108.695	11.549
	terrasse				
	inaccessible	10.71			
	Poteau	24.075			
N <sub>1</sub>	Poutres			210.751	31.683
	N <sub>0</sub>	108.695	11.549		
	Plancher	46.675	13.464		
	étage	24.075	/		
	courant	13.77	/		
	Poutres	17.536	6.67		
N <sub>2</sub>	Poteau			312.807	50.81
	Escalier				
	N <sub>1</sub>	210.751	31.683		
	Plancher	46.675	13.464		
	courant	24.075	/		
N <sub>3</sub>	Poutres	13.77	/	418.303	68.92
	Poteau	17.536	6.67		
	Escalier				
	N <sub>2</sub>	312.807	50.81		
	Plancher	46.675	13.464		
N <sub>4</sub>	courant	24.075	/	513.799	86.03
	Poutres	17.21	/		
	Poteau	17.536	6.67		
	Escalier				
	N <sub>3</sub>	418.303	68.92		
N <sub>5</sub>	Plancher	46.675	13.464	609.295	102.13
	courant	14.075	/		
	Poutres	17.21	/		
	Poteau	17.536	6.67		
	Escalier				
N <sub>6</sub>	N <sub>4</sub>	513.799	86.03	704.791	117.23
	Plancher	46.675	13.464		
	courant	14.075	/		
	Poutres	17.21	/		

	Poteau Escalier	17.536	6.67		
N <sub>7</sub>	N <sub>6</sub>	704.791	117.23	800.287	131.32
	Plancher courant	46.675	13.464		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	17.21	/		
	Escalier	17.536	6.67		
N <sub>8</sub>	N <sub>7</sub>	800.287	131.32	895.783	144.4
	Plancher courant	46.675	13.464		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	17.21	/		
	Escalier	17.536	6.67		
N <sub>9</sub>	N <sub>8</sub>	895.783	144.4	991.279	156.48
	Plancher courant	46.675	13.464		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	17.21	/		
	Escalier	17.536	6.67		
N <sub>10</sub>	N <sub>9</sub>	991.279	156.48	1086.775	167.55
	Plancher courant	46.675	13.464		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	17.21	/		
	Escalier	17.536	6.67		
N <sub>11</sub>	N <sub>10</sub>	1086.775	167.55	1199.36	177.72
	Plancher RDC	46.675	13.464		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	29.835	/		
	Escalier	22	6.88		
N <sub>12</sub>	N <sub>10</sub>	1199.36	177.72	1294.515	206.59
	Plancher sous-sol	60.05	57.745		
	Poutres	14.075	/		
	Poteau	21.03	/		

➤ **Calcul de l'effort normal (KN) :**

➤ **à l'ELU :**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = (1.35 \times 1294.515) + (1.5 \times 206.59)$$

$$N_U = 2057.48 \text{ KN}$$

➤ **à l'ELS**

$$N_S = G + Q$$

$$N_S = 1294.515 + 206.59$$

$$N_S = 1501.10 \text{ KN}$$

Donc  $N_U$  (max) = **2484.506 KN** (pour le poteau **G-5**)

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

Donc  $N_u = 1.1 \times 2484.506 = 2732.956 \text{ KN}$

L'effort normal maximum :  $N_u = 2732.956 \text{ KN}$

## II.5. Vérification des poteaux :

### II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau de sous-sol et RDC et 1<sup>er</sup> jusqu'à 8<sup>eme</sup> étage :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2732.956 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.182 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \text{ m}^2 \geq 0.182 \text{ m}^2$  Condition vérifiée.

**Tableau II.14 :** résultat de vérification à la compression simple des poteaux.

Poteau	$N_u$ (KN)	$B_{cal}$ (m <sup>2</sup> )	$B_{adp}$ (m <sup>2</sup> )	$B_{adp} \geq B_{cal}$
S.sol, RDC et 1 <sup>er</sup> → 8 <sup>eme</sup> étages	2732.956	0.182	0.225	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	669.569	0.044	0.18	Vérifiée
11 <sup>eme</sup> étage	231.088	0.015	0.14	Vérifiée

**II.5.2. Vérification au flambement**

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l’élanement.

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

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

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

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

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

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

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

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

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

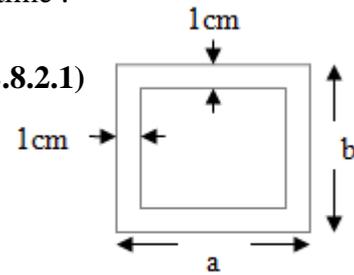
$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

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

Ce tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.15. Vérification au flambement des poteaux.**

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	α	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
45×50	2250	334	233.8	17.997	0.807	2064	2732.95	1539.62
45×50	2250	402	281.4	21.66	0.789	2064	2732.95	1553
40×45	1800	266	186.2	16.12	0.815	1634	669.56	439.82
35×40	1400	266	186.2	18.42	0.805	1254	231.088	128.85



**Fig. II.23. Section brute**

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

## II.6. CONCLUSION

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales :  $30 \times 40 \text{cm}^2$ .
- ✓ Poutres secondaires :  $30 \times 40 \text{cm}^2$ .
- ✓ Poteaux 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage:  $40 \times 45 \text{cm}^2$ .
- ✓ Poteaux 11<sup>ème</sup> étage:  $35 \times 40 \text{cm}^2$ .
- ✓ Poteaux du 1<sup>er</sup> à 8<sup>ème</sup> étage et sous-sol et RDC:  $45 \times 50 \text{cm}^2$ .

# ***Chapitre III***

### III.1. INTRODUCTION

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

### III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

#### III.2.1. Calcul des planches à corps creux

##### III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :  $h = (16 + 4)cm$ .

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

##### b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

##### III.2.1.2. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Article.III,4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ .

- Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.  
avec  $l_i, l_{i+1}$  : longueur entre axe d'appui de deux portées successive.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armé ni celle de revêtement.

**a. Principe de la méthode forfaitaire**

➤ **Les moments fléchissant**

✓ **En travée**

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

- $p$  : La charge répartie à l'état limite considéré.
- $M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- $M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

✓ **En appuis**

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

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

**Remarques**

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

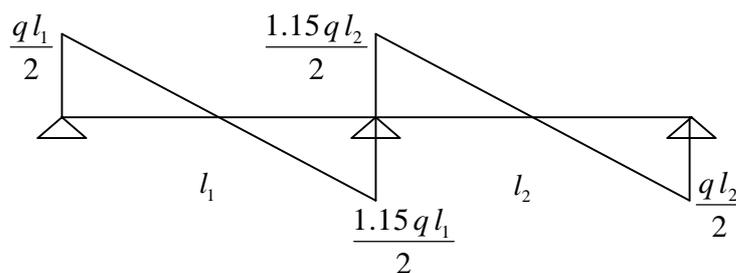
$V_0$  : L'effort tranchant isostatique



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutre

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :



**Figure III.2.** Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

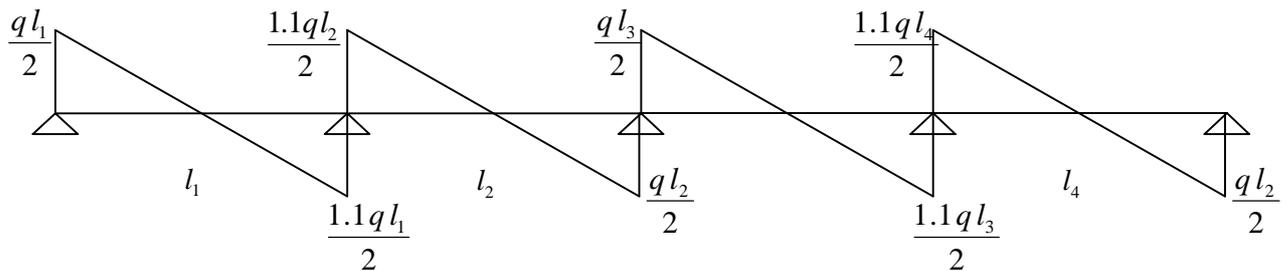


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

### III.2.1.3. Méthode de Caquot

#### a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ➤ Evaluation des moments

##### ✓ En appuis

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

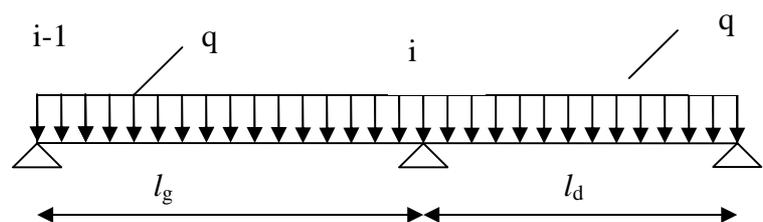


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

$l_g', l_d'$  : longueurs fictives à gauche et à droite.

$q_g, q_d$  : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

##### ✓ En travée

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} \quad \text{avec: } M_0 : \text{Moment statique .}$$

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

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l \times P_U} \right] \quad \text{avec : } M'_{\max} = M(x_0)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

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

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

III.2.1.4. Différentes types de poutrelles

Tableau .III.1.Les différents types de poutrelles.

<b>1<sup>er</sup> type</b>	
<b>2<sup>eme</sup> type</b>	
<b>3<sup>eme</sup> type</b>	
<b>4<sup>eme</sup> Type</b>	

<p>5<sup>eme</sup> Type</p>	
<p>6<sup>eme</sup> Type</p>	
<p>7<sup>eme</sup> Type</p>	
<p>8<sup>eme</sup> Type</p>	
<p>9<sup>eme</sup> Type</p>	
<p>10<sup>eme</sup> Type</p>	

**Remarques**

- Dans le plancher terrasse on trouve les types suivants (6,7,8,9 et 10)
- Dans le plancher des étages courants on trouve les types suivants (1,2,5,6,7 et 8)
- Dans le plancher de sous-sol on trouve les types suivants (1,2,3,4 et 5)

**a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

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

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

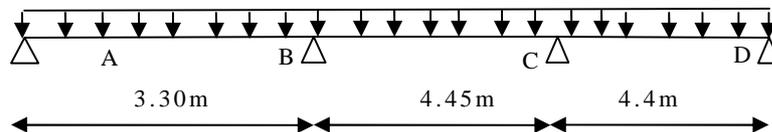
**Tableau III.2.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.40	1.00	10.14	6.59	7.40	4.81
Etages d'habitation	5.20	1.50	9.27	6.03	6.70	4.355
Sous- sol	5.20	5	14.52	9.438	10.20	6.63

**b. Calcul des sollicitations**

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 4 du plancher d'étage courant et types 3 du plancher du sous-sol, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 4 du plancher d'étage courant :**



**Figure III.5.** schéma statique de la poutrelle type 4.

**• Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G=5.20\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

✓  $Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.

✓  $0.8 < (3.3/ 4.45) = 0.74 < 1.25$ .....n'est pas Vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, on applique la méthode de **Caquot**

**• Calcul des sollicitations**

$P_u = 6.03 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.355 \text{ KN/m}$

### • Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$p_g, p_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

### • Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.30m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.45 = 3.56m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.40m$$

### • Les moments aux appuis

#### ✓ A l'ELU

$$P_u = 6.03 \text{KN/m}^2 \text{ et } M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -\frac{6.03 \times (3.30^3 + 3.56^3)}{8.5(3.30 + 3.56)} = -8.38 \text{KN.m}, M_C = -\frac{6.03 \times (3.56^3 + 4.40^3)}{8.5(3.56 + 4.4)} = -11.61 \text{KN.m}$$

#### ✓ A l'ELS

$$P_s = 4.355 \text{KN/m}^2 \text{ et } M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -\frac{4.355 \times (3.30^3 + 3.56^3)}{8.5(3.30 + 3.56)} = -6.05 \text{KN.m}, M_C = -\frac{4.355 \times (3.56^3 + 4.40^3)}{8.5(3.56 + 4.4)} = -8.38 \text{KN.m}$$

### • Moments en travées

Travée AB :

à l'ELU :

$$x_0 = \left[ \frac{-8.38}{3.30 \times 9.27} \right] + \frac{3.30}{2} = 1.37m$$

$$M(x) = \frac{9.27 \times 1.37}{2} (3.3 - 1.37) - 8.38 \frac{1.37}{3.30} = 8.77 \text{KN.m}$$

à l'ELS :

$$M(x) = \frac{6.7 \times 1.37}{2} (3.3 - 1.37) - 6.05 \frac{1.37}{3.30} = 6.34 \text{KN.m}$$

**Travée BC :**

**à L'ELU :**

$$x_0 = \left[ \frac{-11.61 + 8.38}{9.27 \times 4.45} \right] + \frac{4.45}{2} = 2.14m$$

$$M(x) = \frac{9.27 \times 2.14}{2} (4.45 - 2.14) - 8.38 \left( 1 - \frac{2.14}{4.45} \right) - 11.61 \left( \frac{2.14}{4.45} \right) = 12.98KN.m$$

**à L'ELS :**

$$M(x) = \frac{6.7 \times 2.14}{2} (4.45 - 2.14) - 6.05 \left( 1 - \frac{2.14}{4.45} \right) - 8.38 \left( \frac{2.14}{4.45} \right) = 9.39KN.m$$

**Travée CD :**

**à L'ELU :**

$$x_0 = \left[ \frac{-11.61}{9.27 \times 4.40} \right] + \frac{4.40}{2} = 1.91m$$

$$M(x) = \frac{9.27 \times 1.91}{2} (4.40 - 1.91) - 11.61 \left( \frac{1.91}{4.40} \right) = 17KN.m$$

**à L'ELS :**

$$M(x) = \frac{6.7 \times 1.91}{2} (4.40 - 1.91) - 8.38 \left( \frac{1.91}{4.40} \right) = 12.29KN.m$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{9.27 \times 3.30}{2} - \frac{8.38}{3.30} = 12.75KN$$

$$V_B = -\frac{9.27 \times 3.30}{2} - \frac{8.38}{3.30} = -17.83KN$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{9.27 \times 4.45}{2} + \frac{-11.61 + 8.38}{4.45} = 19.90KN$$

$$V_C = -\frac{9.27 \times 4.45}{2} + \frac{-11.61 + 8.38}{4.45} = -21.35KN$$

**Travée CD:**

$$V_B = \frac{9.27 \times 4.4}{2} + \frac{11.61}{4.4} = 23.03KN$$

$$V_C = -\frac{9.27 \times 4.4}{2} + \frac{11.61}{4.4} = -17.75KN$$

➤ Exemple de calcul d'une poutrelle type 3 du plancher sous-sol :

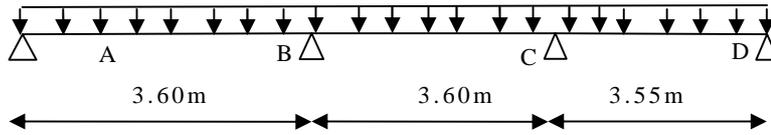


Figure III.6. schéma statique de la poutrelle type 3.

✓ Choix de la méthode de calcul

Pour plancher sous-sol :  $G=5.20\text{KN/m}^2$  ;  $Q=5\text{KN/m}^2$

- $Q=5\text{kn/m}^2 \leq \min(5 ; 2G)$ .....Vérifiée.
- $0.8 < (3.6/ 3.6) < 1.25 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25$  et  $0.8 < (3.6/3.55)=1.01 < 1.25$ .....Vérifiée.

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 3

✓ Calcul des sollicitations :

Tableau III.3. sollicitation dans les poutrelles de type 3.

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
5.2	5	0.65	9.438	6.63

✓ Calcul les Moments isostatiques

En appui :

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = 15.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{P_u l_{BC}^2}{8} = 15.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{P_u l_{CD}^2}{8} = 14.86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{P_s l_{AB}^2}{8} = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{P_s l_{BC}^2}{8} = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{P_s l_{CD}^2}{8} = 10.44 \text{ KN.m}$$

1. Appui de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif  $M = -0.15 \times M_0$

$$M_a = M_c = -0.15 \times 12.95 = -1.94 \text{ KN.m.}$$

## 2. Appui intermédiaire :

### A l'ELU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 \times 15.29 = -7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_{02}, M_{03}) = -0.5 \times 15.29 = -7.64 \text{ KNm}$$

### à l'ELS :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 \times 10.74 = -5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_{02}, M_{03}) = -0.5 \times 10.74 = -5.37 \text{ KNm}$$

### ✓ Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.2} = 0.49$$

$$\alpha = 0.49 \Rightarrow$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = 0.57 \text{ travée intermédiaire}$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = 0.67 \text{ travée de rive}$$

$$(1+0.3\alpha) = 1.14$$

### à l'ELU :

#### Travée AB :

$$M_t \geq 1.14 \times 15.29 - \frac{7.64}{2} = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.67 \times 15.29 = 10.24 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 13.61 \text{ KN.m}$$

#### Travée BC :

$$M_t \geq 1.14 \times 15.29 - \frac{7.64}{2} = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.57 \times 15.29 = 8.71 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 13.61 \text{ KN.m}$$

#### Travée CD :

$$M_t \geq 1.14 \times 14.86 - \frac{7.64}{2} = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.67 \times 14.86 = 9.95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 13.12 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

**Travée AB :**

$$M_t \geq 1.14 \times 10.74 - \frac{5.37}{2} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.67 \times 10.74 = 7.19 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 9.55 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_t \geq 1.14 \times 10.74 - \frac{5.37}{2} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.57 \times 10.74 = 6.12 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 9.55 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$M_t \geq 1.14 \times 10.44 - \frac{5.37}{2} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.67 \times 10.44 = 6.99 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 9.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants**

**à l'ELU :**

**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{9.438 \times 3.6}{2} = 16.98 \text{ KN}, V_B = -1.1 \times V_A = -18.68 \text{ KN}$$

**Travée B-C :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{9.438 \times 3.6}{2} = 18.68 \text{ KN}, V_C = -1.1 \times \frac{9.438 \times 3.6}{2} = -18.68 \text{ KN}$$

**Travée C-D :**

$$V_C = 1.1 \times \frac{9.438 \times 3.55}{2} = 18.43 \text{ KN}, V_D = -\frac{9.438 \times 3.55}{2} = -16.75 \text{ KN}$$

**à l'ELS :**

**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{6.63 \times 3.6}{2} = 11.93 \text{ KN}, V_B = -1.1 \times V_A = -13.12 \text{ KN}$$

**Travée B-C :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.63 \times 3.6}{2} = 13.12 \text{ KN}, V_C = -1.1 \times \frac{6.63 \times 3.6}{2} = -13.12 \text{ KN}$$

**Travée C-D :**

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.63 \times 3.55}{2} = 12.94 \text{ KN}, V_D = -\frac{6.63 \times 3.55}{2} = -11.76 \text{ KN}$$

➤ **Correction de calcul des poutrelles :**

**Plancher terrasse : types (6.7.8.9 et 10)****Type (6) : méthode Caquot minoré :**

1) moments et efforts tranchants au niveau des appuis :

$$q_u = 6.591 \text{KN.m} ; q_s = 4.81 \text{KN.m} ; q'_u = 4.719 \text{KN.m} ; q'_s = 3.423 \text{KN.m}$$

**Tableau III.4.** moments et efforts tranchants aux niveau des appuis des poutrelles de type 6 du plancher terrasse.

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
Appui A	0	0	12,603
Appui B	-9,176	-6,656	-16,727
Appui C	-5,514	-4	-13,668
Appui D	-3,24	-2,351	-9,835
Appui E	-3,809	-2,763	11,643
Appui F	-4,605	-3,34	-12,085
Appui G	-5,925	-4,298	13,368
Appui H	0	0	-10,03

**Tableau III.5.** moments aux niveaux des travées des poutrelles de type 6 du plancher terrasse

	x (m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)
Travée AB	1,912	12,049	8,811
Travée BC	2,326	8,658	6,35
Travée CD	1,708	4,098	3,009
Travée DE	1,369	2,938	2,159
Travée EF	1,766	6,474	4,743
Travée FG	1,744	5,423	3,981
Travée GH	2,028	7,632	5,581

- **Type (7) : méthode Caquot minoré :**

$$q_u = 6.591 \text{KN.m} ; q_s = 4.81 \text{KN.m} ; q'_u = 4.719 \text{KN.m} ; q'_s = 3.423 \text{KN.m}$$

**Tableau III.6.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 7 du plancher terrasse.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	7,627
Appui B	-4,48	-3,25	11,829
Appui C	-4,605	-3,34	-11,899
Appui D	-5,925	-4,298	13,368
Appui E	0	0	-10,03

**Tableau III.7.** moments au niveau des travées des appuis des poutrelles de type 7 du plancher terrasse

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,157	4,413	3,229
Travée BC	1,795	6,135	4,497
Travée CD	1,744	5,423	3,981
Travée DE	2,028	7,632	5,581

- **Type (8) :** méthode forfaitaire :

$$q_u = 6.591 \text{ KN.m} ; q_s = 4.81 \text{ KN.}$$

**Tableau III.8.** moments isostatiques et moments en travées des poutrelles de type 8 du plancher terrasse.

	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	16,315	11,906	12,236	8,929
Travée BC	15,95	11,64	11,853	8,65

**Tableau III.9.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 8 du plancher terrasse.

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	14,665
Appui B	-9,789	-7,144	-16,865
Appui C	0	0	-14,5

- **Type(9) :** méthode Caquot minoré :

$$q_u = 6.591 \text{ KN.m} ; q_s = 4.81 \text{ KN.m} ; q'_u = 4.719 \text{ KN.m} ; q'_s = 3.423 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.10.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 9 du plancher terrasse.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	12,603
Appui B	-9,176	-6,656	-16,727
Appui C	-6,31	-4,577	-13,849
Appui D	0	0	-8,574

**Tableau III.11.** moments au niveau des travées des poutrelles de type 9 du plancher terrasse.

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,912	12,049	8,811
Travée BC	2,299	8,239	6,047
Travée CD	1,899	5,576	4,081

- Type(10) : méthode Caquot minoré

$$q_u = 6.591 \text{ KN.m} ; q_s = 4.81 \text{ KN.m} ; q'_u = 4.719 \text{ KN.m} ; q'_s = 3.423 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.12.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 10 du plancher terrasse.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	12,603
Appui B	-9,176	-6,656	-16,727
Appui C	-5,514	-4	-13,668
Appui D	-3,24	-2,351	-9,835
Appui E	-5,504	-3,992	13,393
Appui F	0	0	-10,335

**Tableau III.13.** moments au niveau des travées des poutrelles de type 10 du plancher terrasse.

	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	1,912	12,049	8,811
Travée BC	2,326	8,658	6,35
Travée CD	1,708	4,098	3,009
Travée DE	1,277	2,137	1,578
Travée EF	2,032	8,103	5,924

1) Plancher étages courant (1.2.5.6.7 et 8) :

- Type(1) : méthode Caquot minoré :

$$q_u = 6.026 \text{KN.m} ; q_s = 4.355 \text{KN.m} ; q'_u = 4.505 \text{KN.m} ; q'_s = 3.228 \text{KN.m}$$

**Tableau III.14.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 1 du plancher d'étage courant.

	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
Appui A	0	0	8,045
Appui B	-6,262	-4,487	13,322
Appui C	-6,642	-4,76	13,57
Appui D	-5,264	-3,772	-12,944
Appui E	-3,094	-2,217	-8,963
Appui F	-3,636	-2,605	10,636
Appui G	-4,396	-3,15	-11,058
Appui H	-5,657	-4,053	12,29
Appui I	0	0	-9,103

**Tableau III.15.** moments au niveau des travées de poutrelles de type 1 du plancher 'étage courant.

	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	1,335	5,371	3,897
Travée BC	2,211	8,465	6,157
Travée CD	2,252	8,638	6,279
Travée DE	1,713	3,572	2,607
Travée EF	1,368	2,544	1,859

Travée FG	1,765	5,75	4,18
Travée GH	1,742	4,746	3,461
Travée HI	2,039	6,875	4,984

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -1.42 \text{ KN m}$

- **Type(2)** : méthode Caquot minoré :

$$q_u = 6.026 \text{ KN.m} ; q_s = 4.355 \text{ KN.m} ; q'_u = 4.505 \text{ KN.m} ; q'_s = 3.228 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.16.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 2 du plancher étage courant.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	8,045
Appui B	-6,262	-4,487	13,322
Appui C	-6,642	-4,76	-13,493
Appui D	-6,024	-4,317	-13,117
Appui E	0	0	-7,759

**Tableau III.17.** moments au niveau des travées des poutrelles de type 2 du plancher étage courant.

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,335	5,371	3,897
Travée BC	2,211	8,465	6,157
Travée CD	2,223	8,252	6,002
Travée DE	1,912	4,995	3,625

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -1.23 \text{ KN m}$

- **Type (5)** : Méthode Caquot minorée :

$$q_u = 6.026 \text{ KN.m} ; q_s = 4.355 \text{ KN.m} ; q'_u = 4.505 \text{ KN.m} ; q'_s = 3.228 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.18.** Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 5 du plancher étage courant.

appuis	A	B	C	D	E	F	G
$M_a^u \text{ (KN.m)}$	0	-6.262	-6.642	-5.264	-3.094	-3.012	0

$M_a^s (KN.m)$	0	-4.487	-4.76	-3.772	-2.217	-2.158	0
$V_u (KN)$	8.045	13.322	16.57	-12.944	-8.963	11.683	-10.01

**Tableau III.19.** Moments au niveau des travées des poutrelles de type 5 du plancher étage courant.

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$X (m)$	1.335	2.211	2.252	1.713	1.405	1.939
$M_t^u (KN.m)$	5.371	8.465	8.638	3.572	2.853	8.314
$M_t^s (KN.m)$	3.897	6.157	6.279	2.607	2.08	6.017

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -1.46 \text{ KN m}$

- **Type(6)** : méthode Caquot minoré :

$$q_u = 6.026 \text{ KN.m} ; q_s = 4.355 \text{ KN.m} ; q_u' = 4.505 \text{ KN.m} ; q_s' = 3.228 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.20.** Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 6 du plancher étage courant.

appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_a^u (KN.m)$	0	-8.76	-5.264	-0.094	-3.636	-4.396	-5.657	0
$M_a^s (KN.m)$	0	-6.277	-3.772	-2.217	-2.605	-3.15	-4.053	0
$V_u (KN)$	11.439	-15.376	-12.463	-8.963	10.636	-11.058	12.29	-9.103

**Tableau III.21.** Moments au niveau des travées des poutrelles de type 6 du plancher étage courant.

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
$X (m)$	1.898	2.332	1.713	1.368	1.765	1.742	2.039
$M_t^u (KN.m)$	10.858	7.623	3.572	2.544	5.75	4.746	6.875
$M_t^s (KN.m)$	8.87	5.552	2.607	1.859	4.18	3.461	4.984

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -2.23 \text{ KN m}$

- **Type(7)** : méthode Caquot minoré :

$$q_u = 6.026 \text{ KN.m} ; q_s = 4.355 \text{ KN.m} ; q_u' = 4.505 \text{ KN.m} ; q_s' = 3.228 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.22.** Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 7 du plancher étage courant.

appuis	A	B	C	D	E
$M_a^u (KN.m)$	0	-4.277	-4.396	-5.657	0
$M_a^s (KN.m)$	0	-3.065	-3.15	-4.053	0
$V_u (KN)$	6.909	10.814	-10.88	12.29	-9.103

**Tableau III.23.** Moments au niveau des travées des poutrelles de type 7 du plancher étage courant.

Travées	AB	BC	CD	DE
$X (m)$	1.147	1.795	1.742	2.039
$M_t^u (KN.m)$	3.961	5.426	4.746	6.875
$M_t^s (KN.m)$	2.873	3.948	3.461	4.984

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -1.42 \text{ KN m}$

- **Type(8)** : méthode forfaitaire :

**Tableau III.24.** moments isostatiques et moments en travées des poutrelles de type 8 du plancher étage courant.

$q_u (KN/m)$	6.026	$q_s (KN/m)$	4.355	$\alpha = 0.224$
Travées	$M_a^u (KN.m)$	$M_a^s (KN.m)$	$M_t^u (KN.m)$	$M_t^s (KN.m)$
AB	14.196	10.78	11.443	8.27
BC	14.538	10.539	11.088	8.013

**Tableau III.25.** moments et efforts tranchants aux niveaux des appuis des poutrelles de type 8 du plancher étage courant.

Appuis	$M_a^u (KN.m)$	$M_a^s (KN.m)$	$V_u (KN)$
Appui A	0	0	13,408
Appui B	-8,95	-6,468	-15,419
Appui C	0	0	-13,257

Moment à l'appui de rive :  $M_r = -2.23 \text{ KN m}$

**2) Plancher sous-sol (1.2.3.4) :**

- **Type(1)** : méthode Caquot minoré :

**Tableau III.26.** Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 1 du plancher S.SOL.

$q_u=9.438\text{KN.m}$	$q_s=6.63\text{KN.m}$	$q_u'=7.917\text{KN.m}$	$q_s'=5.503\text{KN.m}$
Appuis	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	12,238
Appui B	-11,005	-7,65	20,849
Appui C	-11,673	-8,114	21,314
Appui D	-9,252	-6,431	-20,213
Appui E	-5,436	-3,779	-13,908
Appui F	-6,39	-4,442	16,617
Appui G	-7,726	-5,37	-17,36
Appui H	-9,941	-6,91	19,553
Appui I	0	0	-13,952

**Tableau III.27.** Moments au niveau des travées des poutrelles de type 1 du plancher S.SOL.

Travée	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,297	7,934	5,605
Travée BC	2,209	12,024	8,53
Travée CD	2,258	12,393	8,783
Travée DE	1,726	4,812	3,433
Travée EF	1,364	3,342	2,391
Travée FG	1,761	8,239	5,84
Travée GH	1,735	6,476	4,614
Travée HI	2,072	10,313	7,275

- **Type(2)** : méthode Caquot minoré :

$$q_u=9.438\text{KN.m} ; q_s=6.63\text{KN.m} ; q_u'=7.917\text{KN.m} ; q_s'=5.503\text{KN.m}$$

**Tableau III.28.** Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 2 du plancher S.SOL.

Appuis	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	12,238
Appui B	-11,005	-7,65	20,849
Appui C	-11,673	-8,114	-21,15
Appui D	-10,587	-7,359	-20,517
Appui E	0	0	-11,792

**Tableau III.29.** Moments au niveau des travées des poutrelles de type 2 du plancher S.SOL.

Travée	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,297	7,934	5,605
Travée BC	2,209	12,024	8,53
Travée CD	2,226	11,713	8,31
Travée DE	1,951	7,367	5,206

- Type(3) : méthode forfaitaire :

**Tableau III.30.** moments isostatiques et moments en travées des poutrelles de type 3 du plancher S.SOL.

$$q_u = 9.438 \text{ KN/m} ; q_s = 6.63 \text{ KN/m} ; \alpha = 0.49$$

Travée	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	15,29	10,741	13,715	9,634
Travée BC	15,29	10,741	9,893	6,949
Travée CD	14,868	10,444	13,231	9,294

**Tableau III.31.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 3 du plancher S.SOL.

Appuis	$M_a^u$ (KN.m)	$M_a^s$	Vu (KN)
Appui A	0	0	16,988
Appui B	-7,645	-5,371	18,687

Appui C	-7,645	-5,371	-18,687
Appui D	0	0	-16,752

- **Type(4) : méthode Caquot minoré :**

$$q_u = 9.438 \text{ KN.m} ; q_s = 6.63 \text{ KN.m} ; q_u' = 7.917 \text{ KN.m} ; q_s' = 5.503 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.32.** moments et efforts tranchants au niveau des appuis des poutrelles de type 4 du plancher S.SOL.

Appuis	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	12,238
Appui B	-11,005	-7,65	20,046
Appui C	-15,247	-10,598	24,229
Appui D	0	0	-17,298

**Tableau III.33.** moments au niveau des travées des poutrelles de type 4 du plancher S.SOL.

Travée	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	1,297	7,934	5,605
Travée BC	2,124	10,284	7,32
Travée CD	2,567	15,853	11,183

$$M_0 = 7.917 \times (4.45)^2 / 8 = 19.59 \text{ KN.m (ELU)} ; M_0(\text{ELS}) = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -0.15 \times M_0 = -2.94 \text{ KN.m}$$

- **Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles :**

**Tableau III.34.** sollicitations à l'ELU et L'ELS des différents types de poutrelles de tous les planchers.

Niveau du plancher	Types de poutrelles	$M_{\max}^A$	$M_{\max}^A$	$V_{\max}^u$	$M_{\max}^t$	$M_{\max}^t$
		(KN.m) ELU	(KN.m) ELS	(KN) ELU	(KN.m) ELU	(KN.m) ELS
Plancher terrasse	T(6)	9.176	6.656	16.727	12.049	8.811
	T(7)	5.925	4.298	13.368	7.632	5.581
	T(8)	9.789	7.144	16.865	12.236	8.929
	T(9)	9.176	6.656	16.727	12.049	8.811
	T(10)	9.176	6.656	16.727	12.049	8.811

plancher étage courant	T(1)	6.642	4.76	13.57	8.638	6.279
	T(2)	6.642	4.76	13.497	8.465	6.157
	T(5)	6.642	4.76	13.57	6.683	6.607
	T(6)	8.76	6.277	15.376	10.858	7.87
	T(7)	5.657	4.053	12.29	6.875	4.984
	T(8)	8.95	6.468	15.419	11.443	8.27
Plancher sous.sol	T(1)	11.673	8.114	21.314	12.393	8.783
	T(2)	11.673	8.114	21.15	12.024	8.53
	T(3)	7.647	5.371	18.687	13.715	9.634
	T(4)	15.247	10.598	24.229	15.853	11.183

**Tableau.III.35.** moments maximales aux niveaux des appuis de rive.

Niveaux	Plancher terrasse	plancher étage courant	plancher s.sol
Mr(max).KN.m	-1.75	-2.23	-2.94 KN m

### III.3.Ferraillage des poutrelles :

#### III.3.1.Exemple de ferraillage des poutrelles de l'étage courant :

##### ❖ Les sollicitations :

**Tableau III.36.** les moments maximales aux niveaux des poutrelles de l'étage courant.

$M_{t \max}$ (ELU)	$M_{t \max}$ (ELS)	$M_a^r \max$	$M_a^i \max$	$M_a \max$ (ELS)	$V_{\max}$
11.443KN.m	8.27KN.m	2.23KN.m	8.95KN.m	6.468KN.m	15.419KN.m

##### En travée :

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

✓ si  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de

compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b×h).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

##### Remarque :

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=60cm** (b=60cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.45 m**

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

$$M_{tu} = 59,807 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11,443 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) \Rightarrow \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_l} \Rightarrow \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00174$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,0017} = 0,67 \Rightarrow \mu_l = 0,8 \times 0,67 (1 - 0,4 \times 0,67) = 0,39$$

$$0,038 < 0,39 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,048) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11,443 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer.}} \text{ (Art A.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

On opte pour 2HA10+1HA8 avec  $A = 2,07 \text{ cm}^2$

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

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

$$M_u = 8,95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{8,95 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,194$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,194}) = 0,272 \Rightarrow \xi_{st} = 3,5 \times 10^{-3} [(1 - 0,272) / 0,272] = 9,36 \times 10^{-3} > \xi_l = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{Avec : } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.272) = 0.160 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{0.160 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

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

On opte pour 1HA12+1HA10 avec A=1.92cm<sup>2</sup>.

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

$$M_u = 2.23 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.048$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.061$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.061) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

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

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm<sup>2</sup>.

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Calcul des armatures principales de tous les planchers.

Niveaux	Elément	M N.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
plancher Terrasse inaccessi- ble	Travée	12.236	0.041	0.052	0.176	1.99	1.41	2HA10+HA8 =2.07
	Appui Intermédiaire	9.789	0.212	0.30 2	0.158	1.78	0.22	1HA12 +1HA10=1.92
	Appui de rive	2.23	0.048	0.061	0.175	0.36	0.22	1HA8=0.502
Etagé courant	Travée	11.443	0.038	0.048	0.176	1.86	1.41	2HA10+HA8 =2.07
	Appui Intermédiaire	8.95	0.194	0.272	0.16	1.6	0.22	1HA12+HA10 =1.92
	Appui de rive	2.23	0.048	0.061	0.175	0.36	0.22	1HA8=0.502
S.SOL	Travée	15.85	0.053	0.068	0.175	2.36	1.41	3HA10 =2.36
	Appui Intermédiaire	15.24	0.276	0.413	0.15	2.92	0.22	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui de rive	2.94	0.053	0.068	0.175	0.48 2	0.5	1HA10=0.502

**Vérifications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\max} = 15.419 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.419 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.856 \text{ Mpa}$$

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

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

• **Ferraillage transversal :**

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

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

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

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ .

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

- **Espacement  $S_t$  :**

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

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

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

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

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.856 - 0.3 \times 2.1)} = 141.59 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 141.59 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 15.419 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.006 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

**Appuis de rive :**

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

$$A_s = 2.07 + 0.5 = 2.57 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 15.419 \times 10^{-3} / 400 = 0.44 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ .....Condition vérifiée.

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 2.07 + 1.92 = 3.99 \text{ m}^2.$$

$$(1.15 / 400) \times (15.419 - 8.95 / 0.9 \times 0.18) = 1.15 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq (1.15 / f_e) \times (V_u + M_u / 0.9d)$ .....Condition vérifiée.

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.38. Vérification de Cisaillement à l'E.L.U de tous les planchers.**

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales	
					Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ $\leq$ $\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$	$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi \left( \frac{b_0}{b_0} \right) \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$	$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0}$ $\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$
plancher Terrasse inaccessible	$\tau_u = 0.936 \text{ Mpa}$ Vérifiée	épingle $\Phi_6$ avec $A_t = 2$ $\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.1 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$A_l = 4.1 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 1.25 \text{ cm}^2$ vérifiée	$A_l = 2.57 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.48 \text{ cm}^2$ vérifiée
Etage courant	$\tau_u = 0.85 \text{ Mpa}$ Vérifiée	épingle $\Phi_6$ avec $A_t = 2$ $\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.006 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$A_l = 3.99 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 1.15 \text{ cm}^2$ vérifiée	$A_l = 2.57 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.44 \text{ cm}^2$ vérifiée
S.SOL	$\tau_u = 1.12 \text{ Mpa}$ Vérifiée	épingle $\Phi_6$ avec $A_t = 2$ $\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.58 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$A_l = 5.57 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 1.59 \text{ cm}^2$ vérifiée	$A_l = 2.86 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.69 \text{ cm}^2$ vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01541 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$  ..... Condition vérifiée.

Les résultats des autres planchers sont résumés dans ce tableau

**Tableau III.39.** efforts tranchant dans le béton pour tous les planchers.

Niveaux	Terrasse inaccessible	Etage courant	S.SOL
$a_{max}(\text{cm})$	16.2	16.2	16.2
$V_u(\text{MN})$	0.0168	0.01541	0.0242
$V^* = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}(\text{MN})$	0.108	0.108	0.129
Remarque	vérifiée	vérifiée	vérifiée

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

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

**Remarque :**

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

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 8.53 \times 10^{-5} \text{ m}$$

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

**Calcul de y :**

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.003105 y - 5.589 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.000736 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.027$$

$$y = 0.037m$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.037)^3 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.037)^2 \Rightarrow I = 7.45 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.27 \times 10^{-3}}{7.45 \times 10^{-5}} \times 0.037$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.11 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  .....Condition vérifiée.

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -6.468 KN.m < 0 \Rightarrow$  le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ ).

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.10}{2} y^2 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.011$$

$$y = 0.079m$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.64 \times 10^{-5} + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.079)^2$$

$$I = 4.81 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.468 \times 10^{-3}}{4.81 \times 10^{-5}} \times 0.079 = 10.62 MPa$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  C'est vérifié.

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'E.L.S de tous les planchers.**

Niveaux	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	I ( $m^4$ ). $10^{-5}$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher	Travée	8.929	0.037	7.45	4.43	15	vérifié

Terrasse inaccessible	Appui	7.144	0.079	4.81	11.73	15	Vérifié
Etage courant	Travée	8.27	0.037	7.45	4.11	15	Vérifié
	Appui	6.46	0.079	4.81	10.62	15	Vérifié
S.SOL	Travée	11.183	0.039	8.32	5.24	15	Vérifié
	Appui	10.598	0.087	7.03	13.11	15	vérifié

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

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

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

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.0449 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.817 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.817 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.817 \text{KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

**Tableau.III.41.**section d'armature et position de l'axe neutre du plancher étage courant.

y (m)	I(m <sup>4</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> = E <sub>i</sub> /3(MPa)
0.037	4.75×10 <sup>-5</sup>	2.07	32164.2	10721.4

• **Moment d'inertie**

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

$$V = \frac{\frac{b_0}{2}h^2 + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0h + (b-b_0)h_0 + 15A}$$

$$V = \frac{\frac{10}{2} \times 20^2 + (65-10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15 \times 2.07} = 6.65 \text{cm}$$

$$I_0 = 17961 \text{cm}^4$$

• **Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.7$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.48$$

• **Contraintes ( $\sigma_s$ )**

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

**Inerties fictives ( $I_f$ )**

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

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

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

**Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times (2.80 + 1) = 2.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 1.5) = 4.35 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.817 = \frac{2.47 \times 4.45^2}{8} \times 0.817 = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.817 = \frac{3.38 \times 4.45^2}{8} \times 0.817 = 6.835 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.817 = \frac{4.35 \times 4.45^2}{8} \times 0.817 = 8.797 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15x \frac{4.99 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 143.821 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15x \frac{6.835 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 196.93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15x \frac{8.797 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 253.45 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 143.82 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 196.93 + 2.1} = 0.67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 253.45 + 2.1} = 0.73$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.7 \times 0.57} = 6312.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.7 \times 0.67} = 5665 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.7 \times 0.73} = 5313.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 1.48 \times 0.65} = 9903.2 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.92 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 6312.3} \times 10^7 = 0.476 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{6.83 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 5665} \times 10^7 = 0.736 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{8.79 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 5313.3} \times 10^7 = 1.01 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{6.83 \times 4.45^2}{10 \times 10818.86 \times 9903.2} \times 10^7 = 1.263 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.263 - 0.467 + 1.01 - 0.736 = 1.07 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.07 \text{ cm} \rangle f_{adm} = 0.89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

**Remarque :** la flèche n'est pas vérifiée donc on augmente la section des armatures, on prend :  $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

- Vérification de la flèche avec :  $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$

**Tableau III.42.** Evaluation des flèches du plancher étage courant.

$q_{jser}$ KN / m	$q_{gser}$ KN / m	$q_{pser}$ KN / m	$M_{jser}$ KN.m	$M_{gser}$ KN.m	$M_{pser}$ KN.m	$\sigma_{sj}$ Mpa	$\sigma_{sg}$ Mpa	$\sigma_{sp}$ Mpa	$\mu_j$
2.47	3.38	4.35	4.99	6.83	8.79	99.01	135.49	174.38	0.58
$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$ $\text{cm}^4$	$I_{f_{ig}}$ $\text{cm}^4$	$f_{ip}$ $\text{cm}^4$	$I_{f_{vg}}$ $\text{cm}^4$	$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{vg}$ (cm)
0.67	0.73	8825.1	8072.4	7633.1	12969	0.345	0.516	0.703	0.964
$y$ (m)	$I$ ( $\text{m}^4$ ) $10^{-5}$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$E_i$ Mpa	$E_v$ Mpa	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\Delta f_t$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
0.0437	$10.3 \times$	3.05	32456	10818.2	0.0169	2.517	1.0069	<b>0.805</b>	<b>0.89</b>

**Remarque :** la flèche est vérifiée.

**III.3.2. Calcul de la flèche pour l'étage sous-sol :**

La vérification de la flèche:

**Remarque :** la flèche n'est pas vérifiée avec  $A=3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12$  donc on augmente la section des aciers et  $b_0$  de la poutrelle pour éviter de changer le corps creux pour faciliter les travaux sur chantier.

**Evaluation des flèches :**

Pour  $A=2\text{HA}14+2\text{HA}12=5.34 \text{ cm}^2$  et pour  $b_0=12 \text{ cm}$

**Tableau III.43.** Evaluation des flèches du plancher étage S.SOL.

$q_{jser}$ KN / m	$q_{gser}$ KN / m	$q_{pser}$ KN / m	$M_{jser}$ KN.m	$M_{gser}$ KN.m	$M_{pser}$ KN.m	$\sigma_{sj}$ Mpa	$\sigma_{sg}$ Mpa	$\sigma_{sp}$ Mpa	$\mu_j$
2.47	3.38	6.63	4.99	6.83	13.41	57.91	79.24	155.44	0.53
$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}} \text{ cm}^4$	$I_{f_{ig}} \text{ cm}^4$	$f_{ip} \text{ cm}^4$	$I_{f_{vg}} \text{ cm}^4$	$f_{ji} \text{ (cm)}$	$f_{gi} \text{ (cm)}$	$f_{pi} \text{ (cm)}$	$f_{vg} \text{ (cm)}$
0.63	0.78	14543	13366	11833	19288	0.209	0.432	0.691	0.648
$y \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$ $10^{-4}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$E_i \text{ Mpa}$	$E_v \text{ Mpa}$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\Delta f_t \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$
0.0554	1.61	5.34	32456.6	10818.8	0.024	1.66	0.66	0.818	0.89

La flèche est vérifiée donc ferraille avec  $2\text{HA}14+2\text{HA}12=5.34 \text{ cm}^2$

**III.3.3. Calcul de la flèche pour la tirasse inaccessible:**

**Remarque :** la flèche n'est pas vérifiée avec  $A=2.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10+1\text{HA}8$  donc on augmente la section des aciers et  $b_0$  de la poutrelle pour éviter de changer le corps creux pour faciliter les travaux sur chantier.

**Evaluation des flèches :**

Pour  $A=2\text{HA}14+2\text{HA}12=5.34 \text{ cm}^2$  et pour  $b_0=12 \text{ cm}$

**Tableau III.44.** Evaluation des flèches du plancher étage terrasse inaccessible.

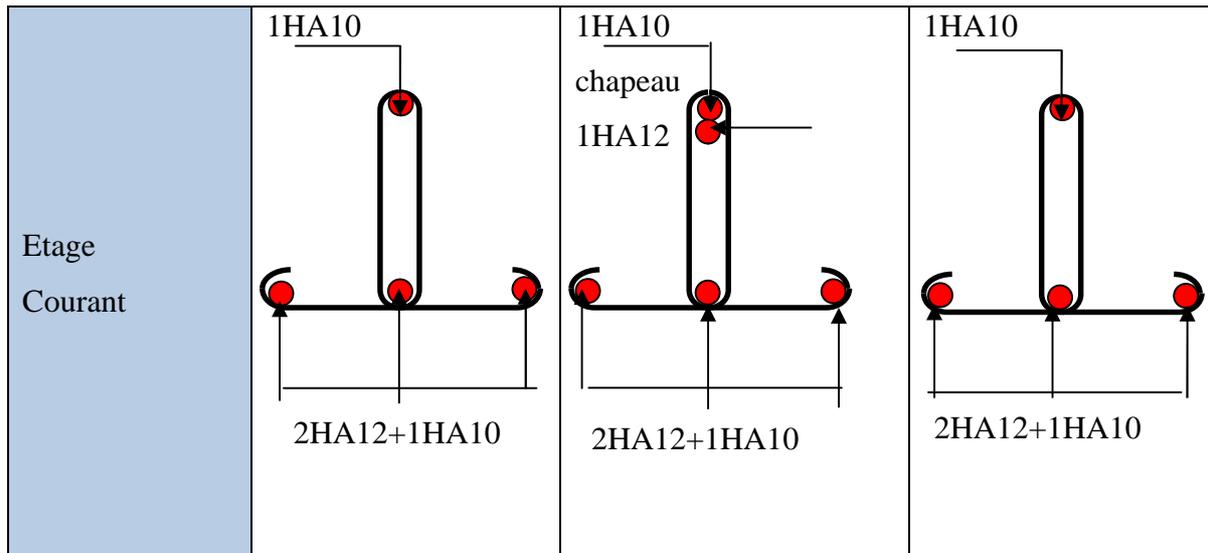
$q_{jser}$ KN / m	$q_{gser}$ KN / m	$q_{pser}$ KN / m	$M_{jser}$ KN.m	$M_{gser}$ KN.m	$M_{pser}$ KN.m	$\sigma_{sj}$ Mpa	$\sigma_{sg}$ Mpa	$\sigma_{sp}$ Mpa	$\mu_j$
1.82	4.16	4.81	3.68	8.41	9.72	53.54	122.39	141.52	0.414
$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}} \text{ cm}^4$	$I_{f_{ig}} \text{ cm}^4$	$f_{ip} \text{ cm}^4$	$I_{f_{vg}} \text{ cm}^4$	$f_{ji} \text{ (cm)}$	$f_{gi} \text{ (cm)}$	$f_{pi} \text{ (cm)}$	$f_{vg} \text{ (cm)}$
0.68	0.72	13582	10416	10104	16136	0.16	0.49	0.58	0.95

$y$ (m)	$I.m^4$ $10^{-4}$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$E_i$ Mpa	$E_v$ Mpa	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\Delta f_i$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
0.0502	1.34	4.21	32456	10818	0.019	2.109	0.84	0.88	0.89

Remarque : la flèche est vérifiée.

Tableau III.45. Le schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher commercial	<p>1HA12</p> <p>2HA14+2HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>Chapeau 1HA14</p> <p>2HA14+HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA14+2HA12</p>
	<p>1HA10</p> <p>2φ6</p> <p>2HA14+2HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>Chapeau 1HA12</p> <p>2HA14+1HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>2HA14+1HA12</p>
	Type	Travée	Appui intermédiaire



### III.4.1. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

#### 1<sup>er</sup> type: Dalle pleine sur trois appuis

On a :  $L_y = 3.95m$

$L_x = 1.30m$

$$\frac{1.30}{3.95} = 0.329 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8}$$

On a :  $G = 5,9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,9 + 1,5 \times 3,5 = 13,21 \text{ KN/m}^2$

$P_S = G + Q = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/m}^2$

$$M_0 = \frac{13,21 \times 1,3^2}{8} = 2,79 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

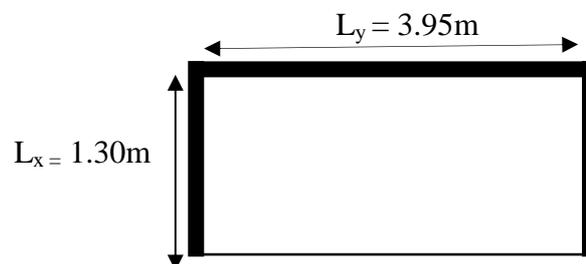


Figure III.7. Dalle sur trois appuis.

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.79 = 2.37 \text{ KNm}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = -0.4 \times M_0^x = -1.12 \text{ KNm}$$

- **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 11.4 \text{ cm}$ .

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.013, \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.113 \text{ m} \Rightarrow A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = 6.07 \times 10^{-3}, \alpha = 0.0076$$

$$z = 0.1136 \text{ m} \Rightarrow A_a = 0.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Vérification à l'ELU:**

**a) Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho < 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On a HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e = 14 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.39, A_{\min}^x = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**On choisit :**

$$\text{En travée : } A_t^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b) Calcul des espacements :**

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

$$\text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

**a) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}, \quad V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 8.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.075 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

**Tableau III.46.** Moments et effort tranchant aux niveau de la dalle pleine type 2.

$M_0$ (KN.m)	$M_l$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)
1.82	1.55	-0.72	5.6

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \langle \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$A' = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0, \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Tableau III.47.** vérification des contraintes de la dalle pleine type 2.

A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\eta$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	remarque
2.01	2.33	2901.93	1.97	15	114.86	114.86	201.63	vérifiée

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

Si les conditions suivantes sont vérifiées ,le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.11 > 0.0625$ ..... vérifiée.
- $\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.11 > 0.085$ ..... vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00176 < 0.0105$ .....Vérifiée

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

- **2<sup>ème</sup> type: Dalle pleine sur deux appuis**

**Tableau III.48.** les charges et sur charges dans la dalle pleine type 3.

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	G(KN /m <sup>2</sup> )	Q(KN /m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	$\rho$
1.3	1.3	5.9	3.5	13.215	9.4	1

$$\rho = \frac{1.3}{1.3} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Calcul à l'ELU :**

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  correspondantes à ( $v = 0, \rho = 1$ )

**Tableau III.49.** les moments dans la dalle plane type 3.

$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_{oy}$ (KN.m)	$M_x^t$ (KN.m)	$M_y^t$ (KN.m)	$M_x^a = M_y^a$ (KN.m)
0.0368	1	0.83	0.83	0.71	0.71	-0.21

- Effort tranchant :

**Tableau III.50.** vérification de l'effort tranchant dans la dalle plane type 3.

$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$V_{max}$ (KN)	$\tau_U$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	remarque
4.29	4.29	4.29	0.038	1.17	vérifiée

**Calcul des armatures :**

Se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1\text{xe})\text{m}^2$ .

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4\text{cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2\text{cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2\text{cm}$$

**Tableau III.51.** les armatures dans la dalle plane type 3.

Cas	$\mu_{bu} \times 10^{-3}$	$\alpha$	$A(\text{cm}^2)$
En travée	3.84	0.0048	0.18
En appuis	1.39	0.0174	0.053

**Ecartement ( $S_t$ ) :****Selon x-x**

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 14; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

**Selon y-y**

$$S_t \leq \min(4 \times e; 45\text{cm}) = \min(4 \times 14; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

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

**Vérification des conditions de non fragilité :**

**Tableau III.52.** calcul de section minimale dans la dalle plane type 3.

$e(cm)$	$A_x^{min} (cm^2)$	$A_y^{min} (cm^2)$
14	1.12	1.2

On a :  $\begin{cases} A^t \leq A_{min} \\ A^a \leq A_{min} \end{cases}$

En travée on ferraille avec :  $A_x^t = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$

$A_y^t = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$

En appuis on ferraille avec :  $A_x^a = 3HA8 = 1.51cm^2 / ml$

**Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

**Tableau III.53.** calcul des moments de la dalle plane type 3 à l'ELS.

$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$	$M_{oy}$	$M_x^t$	$M_y^t$	$M_x^a$	$M_y^a$
0.0441	1	0.7	0.7	0.595	0.595	-0.21	-0.21

**Etat limite de compression du béton :**

**Vérification des contraintes :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

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

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

**Tableau III.54.** vérification des contraintes de la dalle plane type 3.

Cas	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{st} (MPa)$	$\overline{\tau}_{st} (MPa)$	remarque
Selon L <sub>x</sub> et L <sub>y</sub>	2.34	2901.92	0.48	15	33.25	201.63	vérifiée
En appui	2.07	2267.31	0.19	15	33.25	201.63	vérifiée

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

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1.  $\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.11 > 0.0625.....$ Vérifiée.

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.11 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

**III.1.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles

→St=25cm ≤ 33cm..... condition vérifiée.

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

4TS6/ml=1,13cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles →St=25cm < 44cm.....condition vérifiée

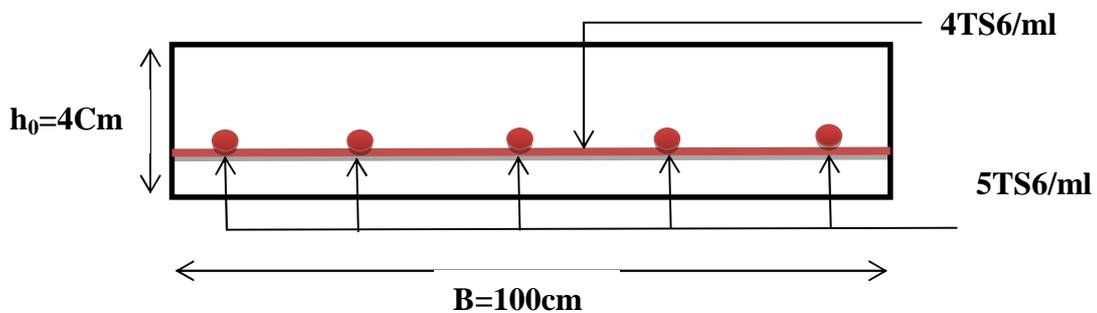


Figure III.8.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.5. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.5.1 hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

**III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :**

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.5.2.1.Charge verticale :**

**Tableau III.55.** Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

**III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

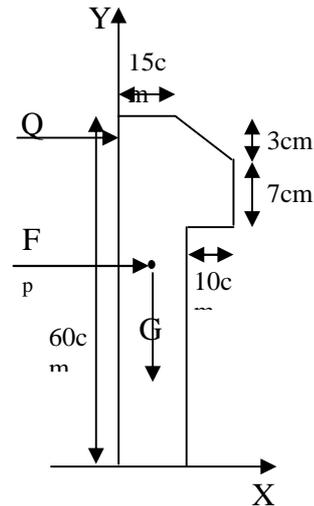
D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**



**Figure III.9.** Coupe transversale de l'acrotère.

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

Donc  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 KN$

**III.5.3 : Calcul des sollicitations :**

- **Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m \end{cases}$$

**Tableau III.56.** Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M ( KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m \quad \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) = 2 \text{ cm} [2]$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

$$D'où : e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$Nu = 3.54 \text{ KN}.$$

$$Mu = Nu \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

## III.5.4 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

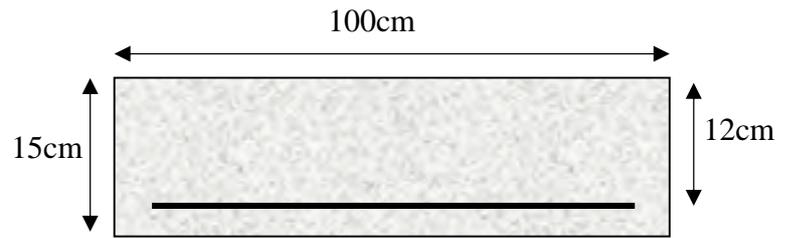


Figure III.10. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left( 1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

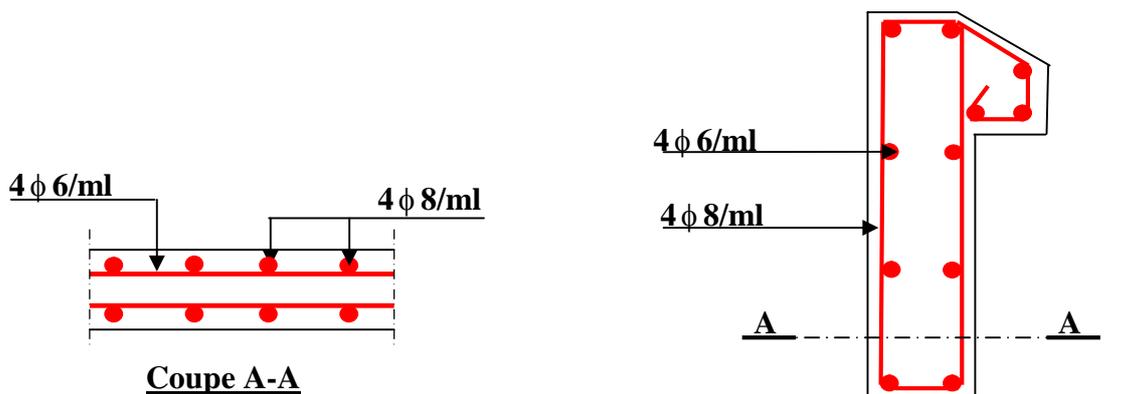
$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

• **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**



**Figure III.11.** Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

**III.6. les Escaliers :**

**III.6.1.Définition:**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

**III.6.2 : Etude d'escalier étage courant :**

**III.6.2.1 : 1<sup>er</sup> type :**

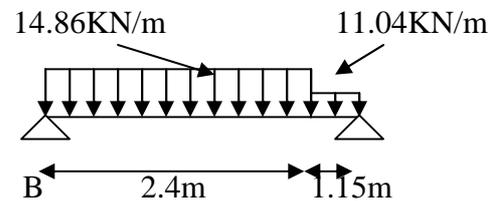
**1<sup>ère</sup> volée**

$e=16\text{cm} ; G_v = 8.23 \text{ KN/m}^2 ; G_p = 5.4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau III.57.Sollicitations sur le 1<sup>er</sup> type d'escalier d'étage courant.**

combinaisons	q volée (KN/m)	q palier (KN/m)
l'ELU	14.86	11.04
l'ELS	10.73	7.9

**Schema statique d'escalier :**



$R_A + R_B = 11.04 \times 1.15 + 14.86 \times 2.4 = 48.36$

**Figure III.12. Schéma d'escalier étage courant.**

$\sum M/A = 0$

$3.55 \times R_B - 14.86 \times (1.15 + 2.4/2) \times 2.4 - 11.04 \times (0.575) \times 1.15 = 0$

$R_B = 25.66 \text{ KN}$  et  $R_A = 22.7 \text{ KN}$

- 1<sup>er</sup> tronçon:**  $0 < X < 2.4$   $\frac{dM}{dt} = 0 \Rightarrow x = 1.73 \text{ m}$

$M_x = (-14.86/2) x^2 + 25.66 x$  et  $T_x = 14.86x - 25.66$

**Tableau III.58.Moment et effort tranchant dans 1<sup>er</sup> traçon du 1<sup>er</sup> type d'escalier d'étage courant.**

X(m)	M <sub>x</sub> (KN.m)	T <sub>x</sub> (KN)
0	0	-25.66
2.4	18.78	9.8

- 2<sup>er</sup> tronçon:  $1.15 > x > 0$

$$M_x = (-11.04/2) x^2 + 22.7 x$$

$$T_x = 22.7 - 11.04 x$$

**Tableau III.59.** Moment et effort tranchant dans le 2<sup>ème</sup> tronçon du 1<sup>er</sup> type d'escalier d'étage courant.

X(m)	M <sub>x</sub> (KN.m)	T <sub>x</sub> (KN)
X=0 m	0	22.7
X=1.15 m	18.8	10.004

Le moment max à  $x=1.73m$  :  $M^{max} = 22.15KN.m$

L'effort tranchant max est :  $V^{max} = 25.66$

Donc  $M^l = 0.85 \times M^{max} = 18.82KN.m$  ;  $M^a = 0.4 \times M^{max} = 8.86 KN.m$

**Tableau III.60.** ferrailage d'escalier en travée et en appuis d'étage courant.

localisation	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z	A <sup>cal</sup>	A <sup>adop</sup>
En travée	18.82	0.068	0.089	0.135	4.04	5HA12=5.65
En appui	8.86	0.032	0.041	0.137	1.85	4HA8=2.01

**Les armatures de répartition :**

-En appuis :  $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$

- En travée :  $A_r^t = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit  $A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$

**Vérifications à l'ELU :**

**Tableau III.61.** Vérification du ferrailage d'escalier en travée et en appuis d'étage courant.

$A_r^t$	$A_a$	$A_{min}$	$\bar{\tau}$	$\tau_{bu}$	remarque
5.65	2.01	1.69	1.25	0.185	vérifiée

- **Vérification des espacements**

Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 20cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

• Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

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

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

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

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

Tableau III.62. Vérification de la contrainte de compression d'escalier d'étage courant.

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I(\text{cm}^4)$ $10^4$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Remarque
16.32	18.52	15.98	18.5	13.58	-6.39	4.09	1.06	4.728	vérifiée

État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{18}{4.9} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.63. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier étage courant.

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
3.55	5.65	5.94	7.83	21.98	10603.7	216384.3
Y cm	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
4.097	238023	188518	68014	215397	0.142	0,71

Schéma de ferrailage

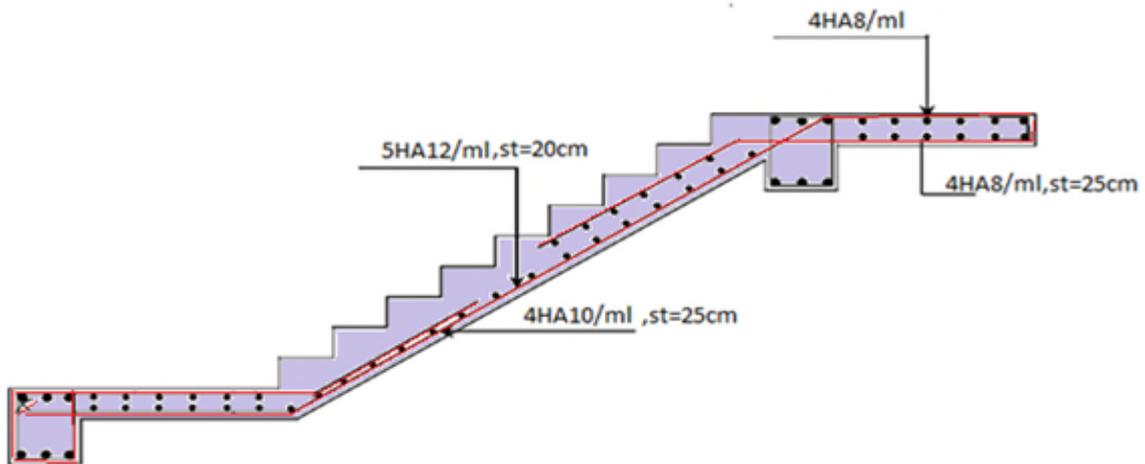


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant

III.6.2.2. Etude de la poutre palière d'escalier étage courant :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et moments de torsion.

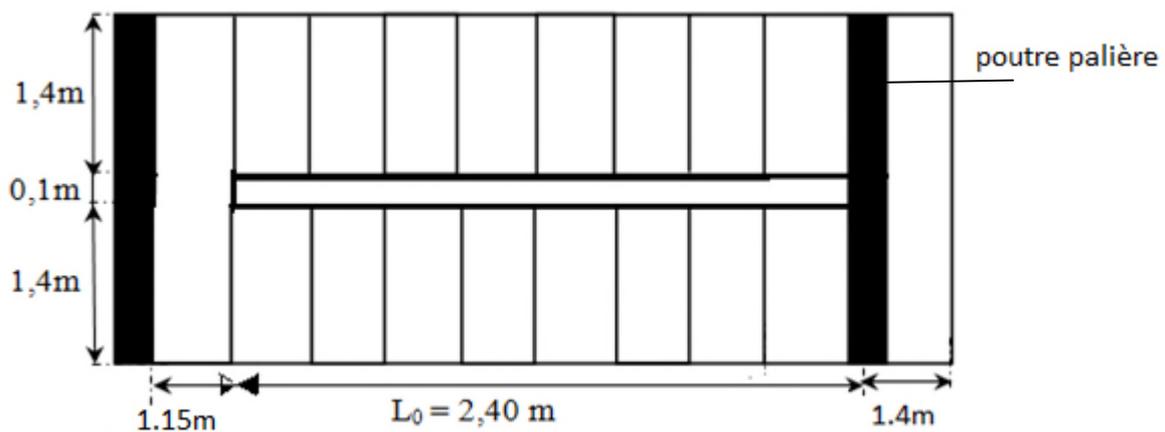


Figure III.14. Vue en plan d'escalier d'étage courant

Pré dimensionnement :

Tableau III.64. pré dimensionnement de la poutre palière d'étage courant.

$L(m)$	$(L/15).m$	$(L/10).m$	$h(cm)$	$b(cm)$	$h/b \leq 4$	remarque
3.2	21.33	32	$35 \geq 30 cm$	$35 \geq 20 cm$	1	vérifiée

**Tableau III.65.** Calcul à la flexion simple de la poutre palière d'étage courant.

G <sub>pt</sub> (KN/ml)	R <sub>A</sub> (KN/ml)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>A</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
3.06	22.7	26.83	34.34	25.75	17.17	42.93

**Ferraillage :**

**Tableau III.66.** Les résultats du ferraillage longitudinal de la poutre palière d'étage courant.

Localisation	M(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	A <sup>cal</sup>
En travée	22.75	0.047	0.061	2.3
En appui	17.17	0.032	0.04	1.18

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 2.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 1.18 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée en appui on ferraille avec A<sub>min</sub>

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Tableau III.67.** contrainte de cisaillement dans la poutre palière étage courant.

τ <sub>U</sub> = (v <sup>max</sup> / b × d).MPa	τ <sub>U</sub> (MPa)	armature transversales	remarque
0.372	3.33	HA8	vérifiée

**Calcul de la poutre à la torsion**

$$M_{tor} = \frac{M_t^{\max} \times l}{2} = \frac{7.51 \times 3.2}{2} = 12.02 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion est engendré par le palier et les volées.

Pour une section pleine, on remplace cette dernière par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.....BAEL91 (Art. A. 5. 4. 2. 2).

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}, \Omega = (b - \frac{b}{6}) \times (h - \frac{b}{6}) = 900 \text{ cm}^2, U = 2 \times [(35 - 5) + (35 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = 0.372 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.02 \times 10^{-3}}{2 \times 900 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{(1.33)^2 + (0.372)^2} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc pas de risque de cisaillement

**Calcul des armatures en torsion :****Tableau III.68.** armature en torsion de la poutre palière d'étage courant.

$M_{tor}$ (KN)	$U$ (cm)	$\gamma_s$	$\Omega$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{st}$ (MPa)	$t$ (cm)	$A_t$ (long) cm <sup>2</sup>	$A_t$ (trans) cm <sup>2</sup>
12.02	120	1.15	900	348	20	2.65	0.38

**Choix des armatures :****Calcul des armatures longitudinales :****En travée :**

$$A_t = A_t(\text{tor})/2 + A_t(\text{flexion}) = 2.65/2 + 2.3 = 3.62 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

**En appuis :**

$$A_a = A_a(\text{tor})/2 + A_a(\text{flexion}) = 2.65/2 + 1.39 = 2.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**Calcul des armatures transversales**

Dans la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est

$$A_t = 0.38 + 0.5 = 0.88 \text{ cm}^2 \text{ on opte un cadre et étrier } \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELS**

$$q_s = 8.83 \text{ KN/ml}, \quad M_0 = 11.30 \text{ KN.m/ml}$$

**État limite de compression de béton :**

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

**Tableau.69.** contraintes de comprissions dans le béton pour la poutre palière étage courant.

localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$Y$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)
Travées	8.47	9.62	48267.63	1.68	15
appuis	5.65	8.45	87678.04	1.27	15

**Etat limite de déformation**

**Vérification de la flèche**

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{tx}}{10M_{0x}}\right)l_x \dots\dots\dots 1$$

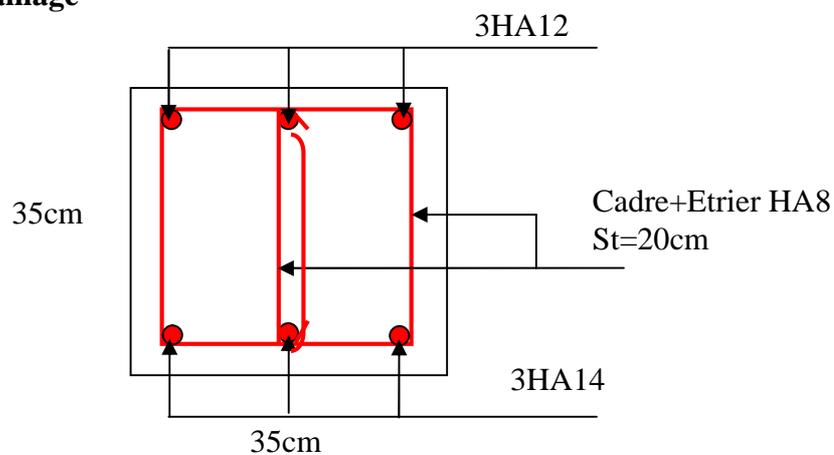
$$A_s \leq \frac{4.2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots 2$$

0.35 ≥ 0.24.....vérifié

4.62 × 10<sup>-4</sup> ≤ 12.13 × 10<sup>-4</sup>.....vérifié

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile

**Schémas de ferrailage**



**Figure III.15.**Schéma de ferrailage de la poutre de poutre palière

**III.6.3.Escalier de sous-sol :**

**Tableau III.70.**Charge permanente sur la volée et le palier d'escalier s.sol.

$G_v(KN/m^2)$	$Q_v(KN/m^2)$	$G_p(KN/m^2)$	$Q_p(KN/m^2)$
8.65	2.5	5.4	2.5

**Calcul à l'ELU:**

**La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.65) + (1.5 \times 2.5) = 15.43 \text{ KN/ml.}$$

**La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.4) + (1.5 \times 2.5) = 11.04 \text{ KN/ml.}$$

Schéma statique:

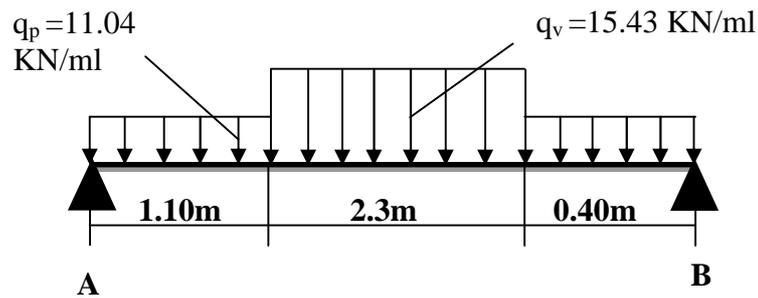


Figure III.16. Schéma statique d'escalier s.sol

Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 25.62 \text{ KN.}$$

$$R_B = 26.42 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.10 \text{ m}$

$$M = 25.62 x - 5.52 x^2, \quad T = 11.04 x - 25.62$$

Tableau III.71. moment et effort tranchant dans le 1<sup>er</sup> tronçon d'escalier s.sol.

x(m)	M(KN.m)	T(KN)
0	0	-25.62
1.10	21.5	-13.48

2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.10 < x < 3.4 \text{ m}$

$$M = -7.715x^2 + 30.5x - 2.65$$

$$T = 15.43 x - 30.5$$

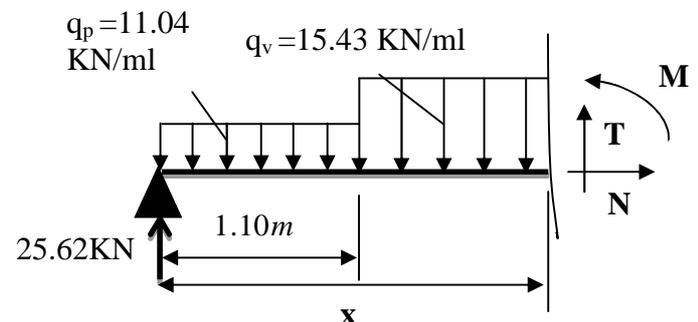


Figure III.18. Schéma d'escalier étage courant 2<sup>ème</sup> tronçon.

**Tableau III.72.** moment et effort tranchant dans le 2<sup>ème</sup> tronçon d'escalier s.sol.

x(m)	M(KN.m)	T(KN)
1.1	21.56	-13.527
3.4	11.86	21.96

Calcul  $M^{\max}$  et  $T^{\max}$  :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.98m$$

**Tableau III.73.** moment et effort tranchant maximal dans l'escalier s.sol.

x(m)	$M^{\max}$ (KN.m)	$T^{\max}$ (KN)
1.92	27.59	-30.5

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 27.59 = -13.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 26.55 = 20.69 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.74.** Tableau de ferraillage de l'escalier s.sol

En travée							
Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
20.69	0.075	0.098	0.134	4.73	1.69	7.92=7HA12	14.5
En appui							
13.79	0.05	0.064	0.136	2.92	1.69	4.52=4HA12	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{bd}, \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau III.75.** vérification de l'effort tranchant d'escalier s.sol.

T(KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	remarque
30.5	0.23	1.16	vérifiée

Pas d'armatures transversales.

**Armatures de répartition :****Tableau III.76.** Armature de répartition dans l'escalier s.sol

$A_t (cm^2)$	$A_r = \frac{A_s}{4} (cm^2)$	$st (cm)$	ferrailage
7.92	1.98	25	$A^{adop}=4HA8=2.01$

**Vérification des espacements :**

armatures principales :  $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 14.5cm$ .....condition vérifiée.

armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$ .....condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 9.32 + 2.5 = 11.82 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.4 + 2.5 = 7.9 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.77.** Charge revenant sur la volée et le palier d'escalier s.sol.

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
<b>En travée</b>									
22.77	23.64	2.34	29.1	21.82	4.7	10309.61	<b>9.94</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
22.77	23.64	2.34	29.1	14.55	3.72	7182.15	<b>7.53</b>	15	vérifiée

**Etat limite de déformation**

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

**Evaluation de la flèche**

( CBA 93 Article B.6.5.3).

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

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

On à :

$$h=16 \text{ ; } l=2.59+0.8+1.2=4.59\text{m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{459} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.062$$

⇒ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche.

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{459}{500} = 0.918\text{cm}$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser}$  : La charge permanente qui revient à escalier sans la charge de revêtement.

$q_{gser}$  : La charge permanente qui revient à escalier.

$q_{pser}$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**Tableau III.78.** sollicitation de l'escalier s.sol.

Volée	j	g	p
G KN/ml	7.634	9.32	11.82
Palier	j	g	p
G KN/ml	4	5.4	7.9

**Tableau III.79.** Evaluation de la flèche dans l'escalier sous-sol.

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
4.59	7.92	15.48	19.13	24.73	13735.8	217610.1
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fjv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpv}$ (cm <sup>4</sup> )
4.7	104007	91626	80887	145514	157419	134197
$\sigma_j$ (MPa)	$\sigma_g$ (MPa)	$\sigma_p$ (MPa)	p	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu_j$
157.28	194.32	251.14	0.0056	3.71	1.48	0.35
$\mu_g$	$\mu_p$	$f_{gv}$ (cm)	$f_{ji}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)
0.043	0.052	0.25	0.096	0.198	0.135	0.22

La flèche( $f_{adm}=0.91\text{cm}$ ) est vérifier donc ferraille avec 7HA12=7.92 cm<sup>2</sup>

- Schéma de ferrailage :

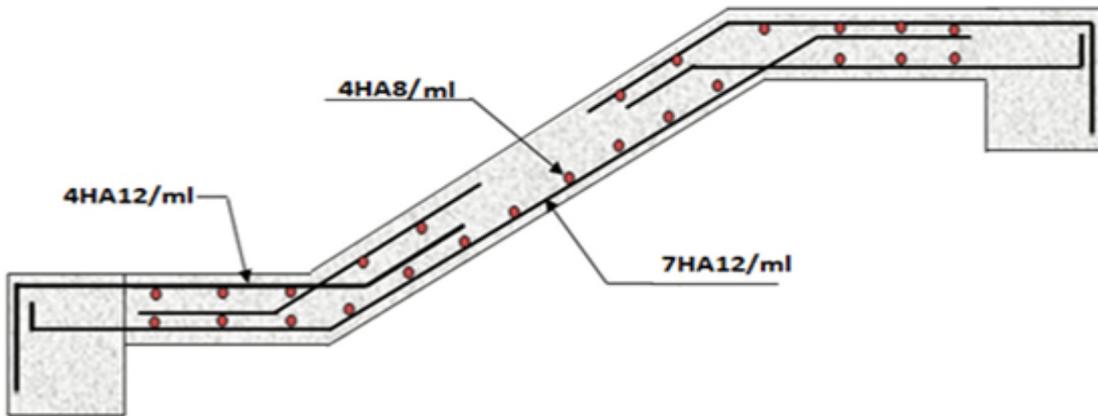


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier sous-sol.

### III.6.3.1. Etude de la poutre palière de sous-sol :

#### a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm} , h \geq 30\text{cm} , \frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 18.66\text{cm} < h < 28\text{cm} \quad \text{On prend : } h = 25\text{cm} , b = 25\text{cm}$$

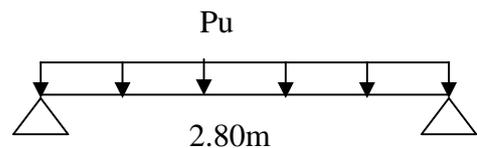


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière

#### b) Les charges sur la poutre :

$$g_0 : \text{Poids propre de la poutre ; } g_0 = 0.25^2 \times 25 = 1.56\text{KN/m}$$

Tableau III.80. les charges et les moments agissant sur la poutre palière du S.SOL

combinaisons	$g_0$ (KN/m)	$R_B$ (KN/m)	$P_{u,s}$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	1.56	32.5	34.61	33.92	28.83	-13.57	48.45
ELS	1.56	23.64	25.16	24.65	20.95	-9.86	35.22

#### c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III.81. Calcul d'armature de la poutre palière du s.sol.

Cas	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	28.83	0.153	0.20	0.21	3.93
En appuis	13.57	0.072	0.093	0.22	1.76

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 3.12\text{cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 3.12\text{cm}^2$

**d) Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 20.46\text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.) [4]**

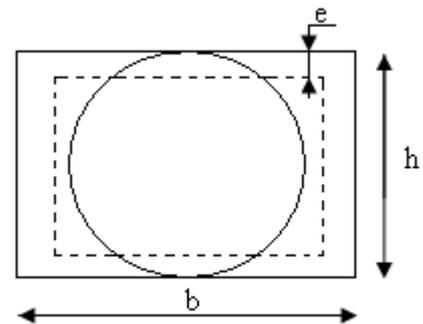
- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_1$ : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 4.16\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0434\text{m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0.833\text{m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.64\text{cm}^2$$



**Figure III.21.**Section creuse équivalente.

**e) Choix des armatures :****•En travée**

$$A^t = 3.93 + \frac{5.64}{2} = 6.75\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88\text{cm}^2$$

**•En appui**

$$A^t = 3.12 + \frac{5.64}{2} = 5.94\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 2\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 6.47\text{cm}^2$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \tau_u^-$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a  $V_{max} = 48.45\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{48.45 \times 10^{-3}}{0.23 \times 0.25} = 0.84\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.46 \times 10^{-3}}{0.0434 \times 2 \times 0.0416} = 5.66\text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 5.72\text{MPa} > \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \dots$  Condition non vérifiée.

**Remarque :** On augmente la section de la poutre palière soit :  $b=35\text{cm}$ ,  $h=35\text{cm}$  car même avec une section  $(b \times h) = (30 \times 30)$  ce n'est pas vérifié, donc on aura les résultats résumés dans ce tableau :

**Tableau III.82.** les charges et les moments agissant sur la poutre palière du s.sol.

combinaisons	$g_0$ (KN / m)	$R_B$ (KN / m)	$P_{u,s}$ (KN / m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	3.0625	32.5	36.63	35.9	30.51	-14.36	51.28
ELS	3.0625	23.64	26.7	26.16	22.24	-10.46	37.38

**Calcul d'armature à la flexion simple :**

**Tableau III.83.** Calcul d'armature de la poutre palière du s.sol.

Cas	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	30.51	0.056	0.072	0.32	2.73
En appuis	14.36	0.026	0.033	0.325	1.26

**Calcul d'armature a la torsion :**

**Tableau III.84.** Les armatures de torsion de la poutre palière du s.sol.

$e$ (cm)	$\Omega$ (m)	$U$ (m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	$A^a$ (cm <sup>2</sup> )	$A^t_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^a_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	0.085	1.16	4.01	8.17	8.17	4HA14+2HA12 =8.42	4HA14+2HA12 =8.42

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Tableau III.85.** les contraintes de cisaillement de la poutre palière du S.SOL.

$V_{max} (KN)$	$\tau_{cr} (MPa)$	$\tau_v (MPa)$	$\tau_u (MPa)$	$\overline{\tau_u} (MPa)$	remarque
51.28	2.06	0.44	2.11	3.25	vérifiée

**Ferraillage :**

**Calcul des armatures transversales :** les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.86.** Armatures transversales de la poutre palière du s.sol.

Cas	$A_t^{min} (cm^2)$	$A_t (cm^2)$	st(cm)
Flexion simple	0.52	-0.31	15
Torsion	1.57	4.01	15

D'ou  $A_t = 4.01 / 2 + 0.52 = 2.52 cm^2$

Soit : **4HA10=3.14m<sup>2</sup>**

**Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec :  $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

**En appuis :**

$M_a = 10.46 KN.m$  ;  $y = 4.7 cm$  ;  $I = 102363.67 cm^4$

A.N :  $\sigma_{bc} = \frac{10.46 \times 10^{-3} \times 0.047}{102363.67 \times 10^{-8}} = 0.48 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$ . .....condition vérifiée.

**En travée :**

$M^t = 22.24 KN .m$  ;  $y = 4.7 cm$  ;  $I = 102363.67 cm^4$ .

A.N :  $\sigma_{bc} = 1.02 MPa < \overline{\sigma} = 15 MPa$ . .....condition vérifiée.

**g) vérification de la flèche :**

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{lx}}{10M_{0x}}\right) \times l_x \dots\dots\dots(1)$$

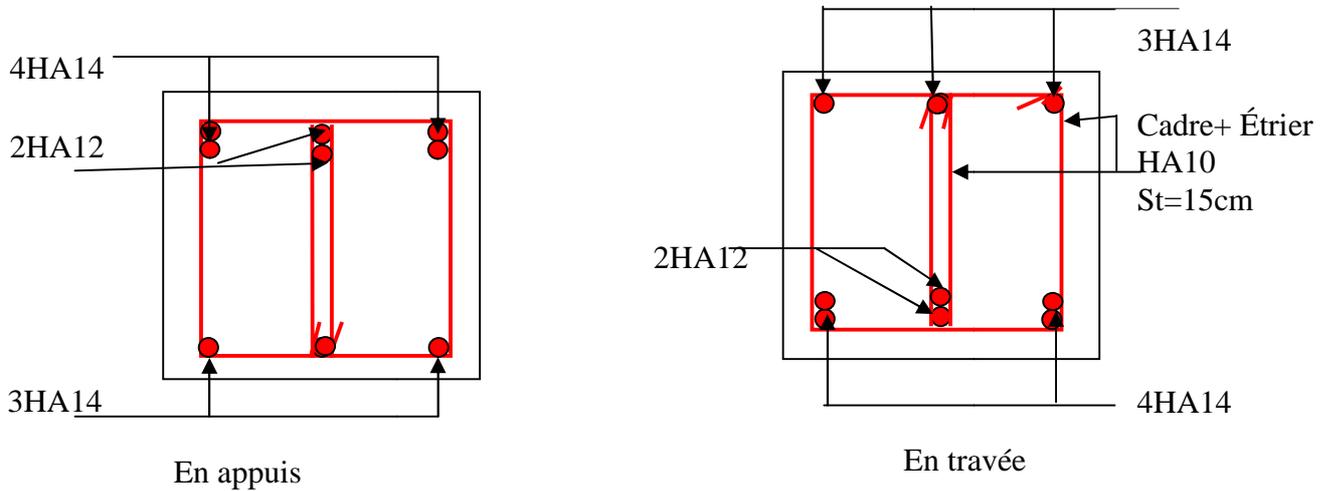
$$A_s \leq \frac{4.2bd_x}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

On à :  $e = 0.35 \geq \max(0.0625; \frac{22.24}{10 \times 26.16} = 0.085) \times 2.8 = 0.23$  .....vérifié.

$$A_s = 8.42 \leq \frac{4.2 \times 35 \times 33}{400} = 12.12 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Conditions vérifié donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**h) Schéma de ferrailage de la poutre palière sous-sol :**



**Figure III.22.** Schéma de ferrailage de la poutre palière sous-sol

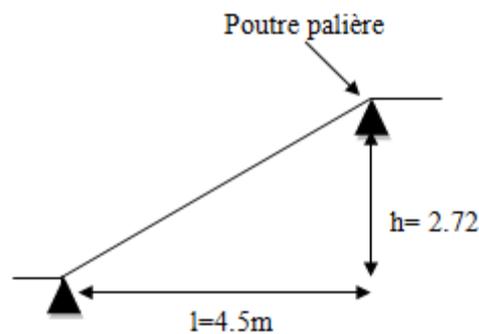
**III.6.4. Escalier RDC :**

**Premier type :**

**Tableau III.87.** Charge et sùr charge d'exploitation du 1<sup>er</sup> type d'escalier RDC.

$G_v$ (KN / m <sup>2</sup> )	$Q_v$ (KN / m <sup>2</sup> )	$G_p$ (KN / m <sup>2</sup> )	$Q_p$ (KN / m <sup>2</sup> )
8.814	2.5	5.4	2.5

• Schéma d'escalier RDC :



**Figure III.23.** Schéma d'escalier RDC.

- Schéma statique escalier RDC :

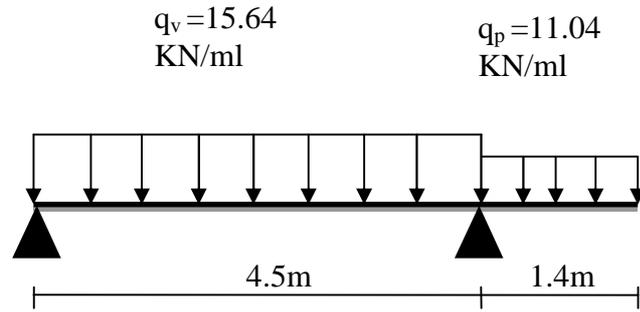


Figure III.24. Schéma statique du 1<sup>er</sup> palier d'escalier RDC.

#### Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.814) + (1.5 \times 2.5) = 15.64 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.4) + (1.5 \times 2.5) = 11.04 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des sollicitations:

#### Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 32.78 \text{ KN.} \quad R_B = 53.05 \text{ KN.}$$

#### Calcul des moments :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 4.5 \text{ m}$

$$M = 32.78x - 7.82x^2; \quad T = 15.64x - 32.78$$

Pour  $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN.m.}$  et  $T=-32.78 \text{ KN.}$

Pour  $x=4.5 \text{ m} \rightarrow M=-10.84 \text{ KN.m}$  et  $T=37.6 \text{ KN}$

- 2<sup>em</sup> tronçon :  $0 < x < 1.4 \text{ m}$

$$M = -5.52x^2. \quad T = -11.04x$$

Pour  $x=0 \text{ m} \rightarrow M=0 \text{ KN.m.}$  et  $T=0 \text{ KN.}$

Pour  $x=1.4 \text{ m} \rightarrow M=-10.81 \text{ KN.m}$  et  $T=15.47 \text{ KN}$

- Calcul du moment maximal et l'effort tranchant maximal et les moments réels:

$$M^{\max} = M(x) ; \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.09m$$

Tableau III.88. Moments réels du 1<sup>er</sup> type d'escalier du RDC.

$M^{\max}$ (KN.m)	$T^{\max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
34.32	37.6	-17.16	29.17

- Deuxième type :

Charge qui revient sur la volée :

$$G_v = 7.98 \text{KN/m}^2. \quad Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2.$$

Charge qui revient sur le palier :

$$G_p = 5.4 \text{KN/m}^2. \quad Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2.$$

- Calcul à l'ELU:

La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.98) + (1.5 \times 2.5) = 14.52 \text{ KN/ml}.$$

La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.4) + (1.5 \times 2.5) = 11.04 \text{ KN/ml}.$$

- Schéma statique de 2<sup>ème</sup> type :

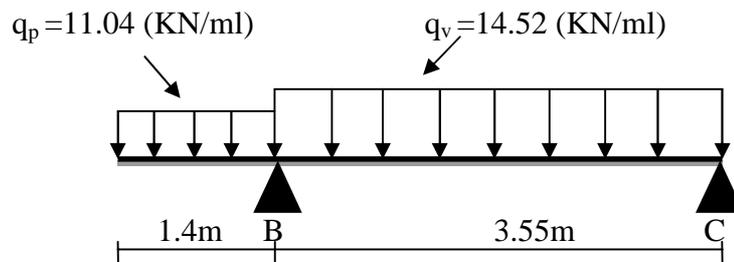


Figure III.25.2<sup>ème</sup> type d'escalier RDC

- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_B = 44.27 \text{KN}. \quad R_C = 22.72 \text{KN}.$$

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.40 \text{ m}$

$$M = -5.52 x^2 \text{ et } T = 11.04x$$

Pour  $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN.m}$  et  $T=0 \text{ KN}$ .

Pour  $x=1.40\text{m} \rightarrow M=-7.56\text{KN.m}$  et  $T=10.82\text{KN}$

- **2<sup>em</sup> tronçon :  $0 < x < 3.55 \text{ m}$**

$$M = -7.26 x^2 + 22.72x$$

$$T = -14.52 x - 22.72$$

Pour  $x=0\text{m} \rightarrow M=0 \text{ KN.m}$  et  $T=22.72\text{KN}$ .

Pour  $x=3.55\text{m} \rightarrow M=-10.83 \text{ KN.m}$  et  $T=-28.82 \text{ KN}$ .

**Calcul du moment maximal et l'effort tranchant maximal et les moments réels:**

$$M^{\max} = M(x) ; \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.564\text{m}$$

**Tableau III.89.** Moments réels du 2<sup>ème</sup> type d'escalier du RDC.

$M^{\max} (\text{KN.m})$	$T^{\max} (\text{KN})$	$M_a (\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$
17.75	28.82	-8.87	15.08

- **Ferraillage :**

On ferraille l'escalier du RDC avec le plus défavorable entre le premier type et le deuxième type, et dans notre cas le plus défavorable est le premier type, et ces valeurs sont les suivantes :

$$M_0 = 34.32\text{KN.m}. T = 37.6\text{KN}. M_a = 17.16\text{KN.m}. M_t = 29.17\text{KN.m}.$$

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.90.** Tableau de ferraillage de l'escalier RDC..

En travée							
Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
29.17	0.106	0.141	0.132	6.34	1.69	<b>9.05=8HA12</b>	12.5
En appui							
17.16	0.062	0.08	0.135	3.68	1.69	<b>5.65=5HA12</b>	20

**Vérification de l'effort tranchant :****Tableau.III.91.Vérification de l'effort tranchant de l'escalier RDC.**

$T$ (KN)	$\tau = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	Remarque
37.6	0.3	1.16	vérifiée

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit :  $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Vérification des espacements :**

armatures principales :  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 8.814 + 2.5 = 11.314 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.4 + 2.5 = 7.9 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.92.Vérification à l'ELS par la méthode de la RDM d'escalier RDC.**

$R_A$ KN	$R_B$ KN	X m	$M_0$ KN.m	$M_{ser}$ KN.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation
<b>En travée</b>									
17.90	33.32	2.52	33.27	24.95	4.9	11280.67	10.83	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
17.90	33.32	2.52	33.27	16.63	4.1	8329.32	8.18	15	vérifiée

**Etat limite de déformation**

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

**Evaluation de la flèche**

( CBA 93 Article B.6.5.3).

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

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

On à :

$$h=16 \text{ ; } l=5.25\text{m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{525} = 0.0304 < \frac{1}{16} = 0.062$$

⇒ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche.

**Evaluation des moments en travée**

$q_{jser}$  : La charge permanente qui revient à escalier sans la charge de revêtement.

$q_{gser}$  : La charge permanente qui revient à escalier.

$q_{pser}$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**Tableau III.93.**charge revenant à l'escalier RDC.

Volée	j	g	p
G KN/ml	7.128	8.814	11.314

**Tableau III.94.**Evaluation de la flèche dans l'escalier de RDC.

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.25	9.05	20.87	25.81	33.13	15161.2	53590.65
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fjv</sub>	I <sub>fpv</sub>
4.95	95034	86668	79321	140551	149063	132585
σ <sub>j</sub> (MPa)	σ <sub>g</sub> (MPa)	σ <sub>p</sub> (MPa)	p	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ <sub>j</sub>
186.79	230.97	296.49	0.0064	3.248	1.299	0.469
μ <sub>g</sub>	μ <sub>p</sub>	f <sub>gv</sub> (cm)	f <sub>ji</sub> (cm)	f <sub>pi</sub> (cm)	f <sub>gi</sub> (cm)	Δf(cm)
0.544	0.623	0.467	0.186	0.354	0.252	0.383

La flèche admissible( $f_{adm}=0.525\text{cm}$ ) est vérifier donc ferraille avec 8HA12=9.05 cm<sup>2</sup>.

- Schéma de ferrailage d'escalier RDC :

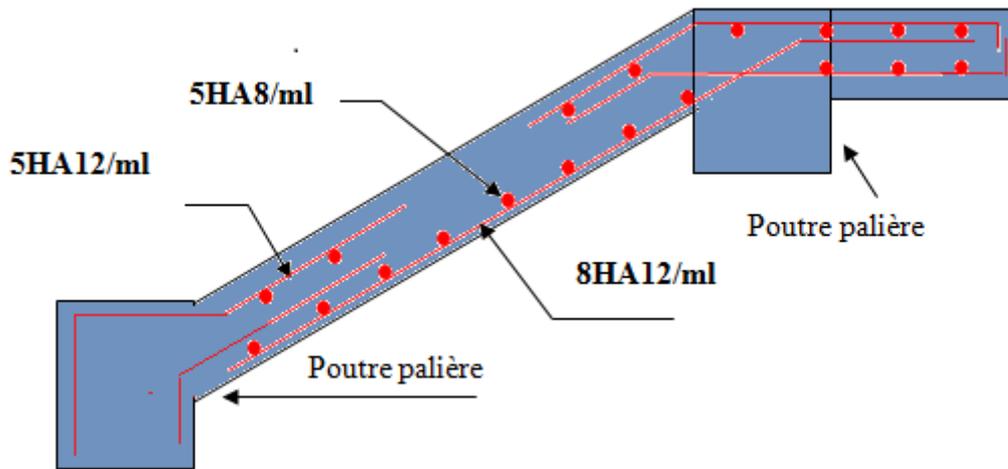


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

### III.6.4.1. Etude de la poutre palière de RDC :

#### a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm} , h \geq 30\text{cm} , \frac{h}{b} \leq 4$$

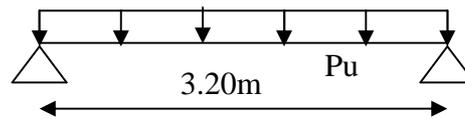


Figure III.27. Schéma statique de la poutre palière du RDC

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} < h < 32\text{cm}$$

On prend :  $h = 30\text{cm}$ .  $b = 30\text{cm}$

#### b) Les charges sur la poutre :

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$$

Tableau III.95. Charges et les moments agissant sur la poutre palière de l'escalier RDC.

combinaisons	$g_0$ (KN / m)	$R_B$ (KN / m)	$P_{u,s}$ (KN / m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	2.25	55.81	58.84	75.31	64.01	-30.12	94.14

**Calcul d'armature à la flexion simple :****Tableau III.96.** Calcul d'armature de la poutre palière du RDC.

Cas	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	64.01	0.057	0.073	0.271	6.76
En appuis	30.12	0.027	0.034	0.276	3.13

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 4.5\text{cm}^2$

**d) Calcul d'armature a la torsion**

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1\text{m}^2$$

$$Al = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.75\text{m}^2$$

**e) Choix des armatures****• En travée**

$$A^t = 6.76 + \frac{5.75}{2} = 9.63\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68\text{cm}^2$$

**• En appui**

$$A^t = 4.5 + \frac{5.75}{2} = 7.37\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

**On doit vérifier la condition suivante :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \tau_u^-$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [Art A.5.421

**BAEL91].**

On a  $V_{\max} = 94.14\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{94.14 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 1.12\text{MPa} \quad \text{et} \quad \tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4\text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 4.8\text{MPa} > \tau_u^- = \min(0,3 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \dots$  Condition non vérifiée.

**Remarque :** On augmente la section de la poutre palière soit :  $b=35\text{cm}$ ,  $h=35\text{cm}$

Donc on aura :

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{KN} / m$$

**Tableau III.97.** Charges et moments agissant sur la poutre palière (35×35) d'escalier RDC.

combinaisons	$g_0$ (KN / m)	$R_B$ (KN / m)	$P_{u,s}$ (KN / m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	3.06	55.81	59.94	76.72	65.21	-30.68	122.75
ELS	3.06	34.98	38.04	48.69	41.38	-19.47	60.86

**Calcul d'armature à la flexion simple :**

**Tableaux III.98.** Armature en flexion simple de la poutre palière (35×35) d'escalier RDC.

Cas	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	65.21	0.12	0.16	0.308	6.06
En appuis	30.86	0.057	0.073	0.32	2.76

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 6.12 \text{cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 6.16 \text{cm}^2$

**Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

**Tableau III.99.** Armatures de torsion de la poutre palière (35×35) d'escalier RDC.

$e$ (cm)	$\Omega$ (m)	$U$ (m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	$A^a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}^t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}^a$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	0.085	1.16	4.9	8.51	8.61	6HA14=9.24	6HA14=9.24

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

**Tableau III.100.** Contraintes de cisaillement de la poutre palière (35×35) d'escalier RDC.

$V_{\max}$ (KN)	$\tau_{cr}$ (MPa)	$\tau_v$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	remarque
122.75	2.52	1.06	2.73	3.25	vérifiée

• **Ferraillage :**

• **Calcul des armatures transversales :** les résultats sont résumés en ce tableau ci-dessous.

**Tableau III.101.** Armatures transversales de la poutre palière (35×35) d'escalier RDC.

Cas	$A_t^{min} (cm^2)$	$A_t (cm^2)$	st(cm)
Flexion simple	0.52	0.7	15
Torsion	1.57	4.9	15

D'ou  $A_t = 4.9 / 2 + 0.7 = 3.14 cm^2$  soit 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

• **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

• **En appuis :**

$M_a = 19.47 \text{ KN.m}$  ;  $y = 4.9 \text{ cm}$  ;  $I = 110812.51 \text{ cm}^4$

AN :  $\sigma_{bc} = \frac{19.4 \times 10^{-3} \times 0.049}{110812.51 \times 10^{-8}} = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  condition vérifié.

• **En travée :**

$M^t = 41.38 \text{ KN.m}$  ;  $y = 4.9 \text{ cm}$  ;  $I = 110812.51 \text{ cm}^4$ .

$\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  condition vérifié.

**g) vérification de la flèche :**

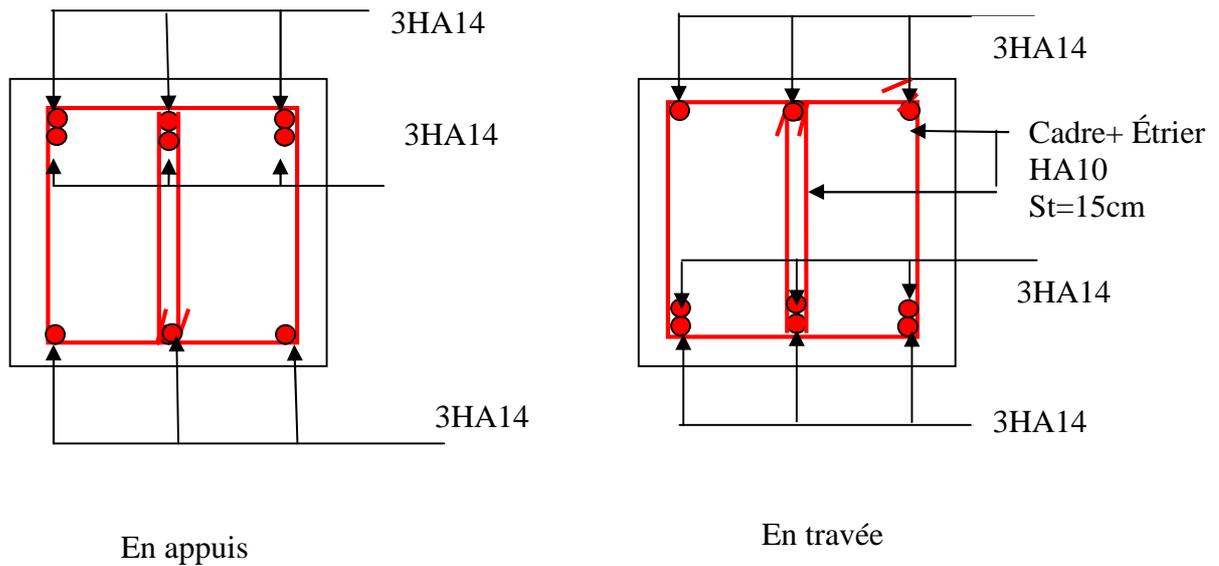
$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{tx}}{10M_{0x}}\right) \times l_x \dots \dots \dots (1) \quad ; \quad A_s \leq \frac{4.2bd_x}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

On a :  $e = 0.35 \text{ m} \geq \max\left(0.0625; \frac{41.38}{10 \times 48.69}\right) \times 3.2 = 0.27 \text{ m} \dots \dots \dots$  vérifié

$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 35 \times 33}{400} = 12.12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifié.

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

**h) Schéma de ferrailage de la poutre palière :**



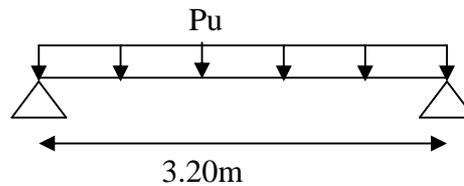
**Figure III.28.**Schéma de ferrailage de la poutre palière du RDC

**III.6.4.2. Etude de la poutre chaînage de l’escalier RDC :**

**a) Dimensionnement**

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}, h \geq 30\text{cm}, \frac{h}{b} \leq 4$$



**Figure III.29.**Schéma statique de la poutre chaînage du RDC

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} < h < 32\text{cm}$$

On prend :  $h = 30\text{cm}, b = 30\text{cm}$

**c) Les charges et les moments agissant sur la poutre chaînage de l’escalier RDC :**

$g_0$  : Poids propre de la poutre donc :  $g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / m$

**Tableau III.102.**Charges et moments dans la poutre chaînage (30×30) d’escalier RDC.

combinaisons	$g_0$ (KN / m)	$R_A$ (KN / m)	$P_{u,s}$ (KN / m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	2.25	39.54	42.57	54.49	46.31	-27.24	68.11

- **Calcul d'armature à la flexion simple :**

**Tableaux III.103.** Armatures à la flexion simple dans la poutre chaînage (30×30) de l'escalier RDC.

Cas	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	46.31	0.138	0.187	0.259	5.13
En appuis	27.24	0.081	0.106	0.268	2.92

**Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5cm^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 4.5cm^2$

- **Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre chaînage est transmis par la volée

$$M^{torsion} = M_b^a = 25 KN.m$$

**Tableau III.104.** Armatures de torsion de la poutre chaînage (30×30) d'escalier RDC.

$e$ (cm)	$\Omega$ (m)	$U$ (m)	$A_t$ ( $cm^2$ )	$A^t$ ( $cm^2$ )	$A^a$ ( $cm^2$ )	$A^t_{adop}$ ( $cm^2$ )	$A^a_{adop}$ ( $cm^2$ )
5	0.0625	1	5.75	8.005	7.37	3HA14+3HA12 =8.01	3HA14+3HA12 =8.01

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** les résultats sont résumés ci-dessous

**Tableau III.105.** Contraintes de cisaillement dans la poutre chaînage (30×30) de l'escalier RDC.

$V_{max} (KN)$	$\tau_{cr} (MPa)$	$\tau_v (MPa)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	remarque
68.11	4	0.81	4.08	3.25	Non vérifiée

• **Remarque :** On augmente la section de la poutre palière soit : b=35cm, h=35cm  
Donc on aura :

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 KN / m$$

**Tableau III.106.** Charges et moments agissant sur la poutre chaînage  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  d'escalier RDC.

combinaisons	$g_0$ (KN/m)	$R_A$ (KN/m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	3.06	39.54	43.67	55.89	47.51	-27.95	68.87
ELS	3.06	33.89	36.95	47.29	40.2	-23.64	59.12

- Calcul d'armature à la flexion simple :

**Tableau III.107.** d'armature de la poutre chaînage  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  d'escalier RDC.

Cas	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	47.51	0.087	0.115	0.314	4.33
En appuis	27.95	0.051	0.066	0.321	2.5

**Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 6.12 \text{ cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = A^t = 6.12 \text{ cm}^2$

- Calcul d'armature a la torsion :

**Tableau III.108.** Armatures de torsion de la poutre chaînage  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  d'escalier RDC.

$e$ (cm)	$\Omega$ (m)	$U$ (m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	$A^a$ (cm <sup>2</sup> )	$A^t_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^a_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	0.085	1.16	4.9	8.57	8.57	6HA14=9.24	6HA14=9.24

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

**Tableau III.109.** Contraintes de cisaillement dans la poutre chaînage  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  de l'escalier RDC.

$V_{\max}$ (KN)	$\tau_{cr}$ (MPa)	$\tau_v$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	remarque
68.11	2.52	0.6	2.59	3.25	vérifiée

- Ferrailage
- Calcul des armatures transversales :

**Tableau III.110.** Armatures transversales dans la poutre chaînage (35×35) cm<sup>2</sup> de l'escalier RDC.

Cas	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	st(cm)
Flexion simple	0.52	-0.5	15
Torsion	1.57	4.9	15

D'ou A<sub>t</sub> = 4.9/2 + 0.52 = 2.97cm<sup>2</sup> soit 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

• En appui :

(M<sub>a</sub> = 23.64KN.m) ; y = 5.57cm ; I = 110812.51 cm<sup>4</sup>

AN :  $\sigma_{bc} = \frac{23.64 \times 10^{-3} \times 0.049}{110812.51 \times 10^{-8}} = 1.04MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$ .....condition vérifié.

• En travée :

M<sup>t</sup> = 40.2 KN .m ; y = 4.9cm ; I = 110812.51cm<sup>4</sup>.

$\sigma_{bc} = 1.78MPa < \bar{\sigma} = 15MPa$ .....condition vérifié.

g) vérification de la flèche :

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{tx}}{10M_{0x}}\right) \times l_x \dots\dots(1) \quad ; A_s \leq \frac{4.2bd_x}{f_e} \dots\dots(2)$$

On à : e = 0.35m ≥ max(0.0625;  $\frac{40.2}{10 \times 47.29}$ ) × 3.2 = 0.27m.....verifié

A<sub>s</sub> = 9.24 ≤  $\frac{4.2 \times 35 \times 33}{400}$  = 12.12.....verifié.

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

## h) Schéma de ferrailage de la poutre chaînage :

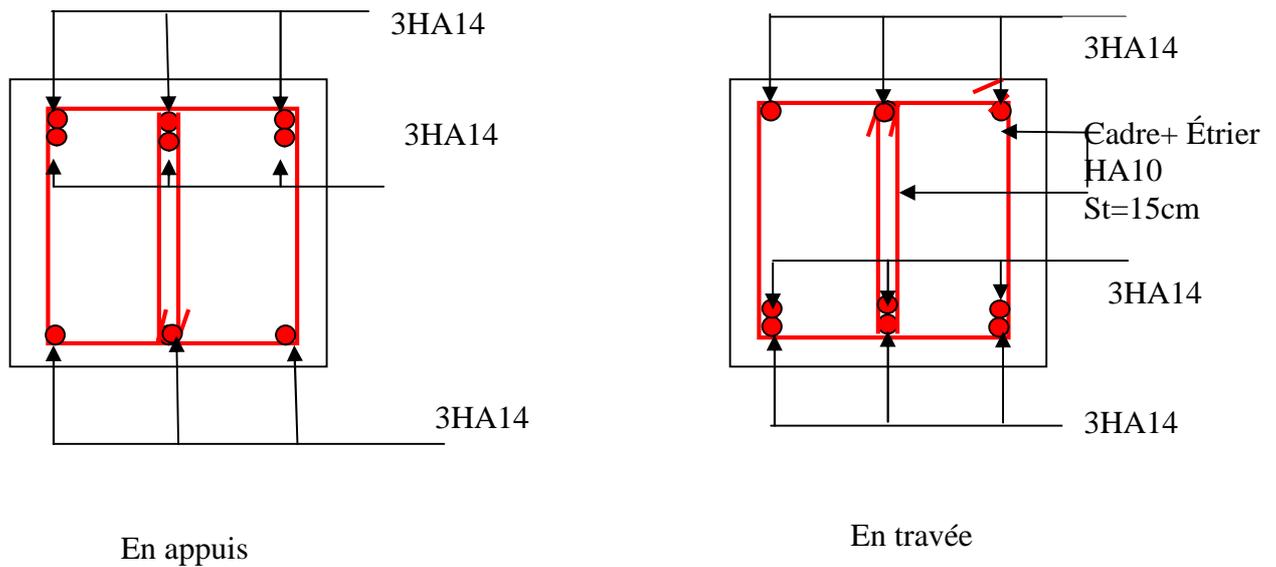


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage du RDC

## III.7. Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe III)

La course maximale = 50m

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine  $BK \times TK \times HK = (160 \times 160 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine :  $BS = l = 180 \text{ cm}$

$TS = L = 210 \text{ cm}$

## III.7.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines :

## a) Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur  $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ( $e = 5\text{cm}$ )

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

**a-1) Charges uniformément répartis :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.90}{3.80} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

**Les sollicitations :**

à l'ELU : ( $\nu = 0$ )

1

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \mu_x = 0.0608$$

$$\mu_y = 0.5274$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0608 \times 9.735 \times 2.9^2 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5274 \times 5.185 = 2.62 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 4.98 = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 2.62 = 2.23 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 4.98 = -2.49 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de  $\phi = 12\text{mm}$  pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

Tableau III.111. Tableau de ferrailage de la dalle locale des machines.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	4.23	2.49	0.71	0.412	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	2.23	2.49	0.37	0.412	5HA8=2.51	5HA8=2.51

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

Pour  $h > 12\text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

- **En travée : Sens xx :**  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.79\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

- **En appui :**  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.792\text{cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$  :  $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement:**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 2}{2 \times \left(1 + \frac{0.76}{2}\right)} = 10.23\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.058\text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

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

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

$$q_s = G + Q = 7.1\text{ KN/m}$$

à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\Rightarrow \left\{ \mu_x = 0.0672, \mu_y = 0.6580 \quad (\text{Annexe II}) \right.$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0672 \times 7.1 \times 2.9^2 = 4.012 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6580 \times 1.25 = 2.64 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 4.012 = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 2.64 = 2.24 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.5 \times 4.012 = 2.01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A' = 0.$$

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

**Tableau III.112.** Résultats de calcul des contraintes dans la dalle locale machine.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	xx	3.41	2.51	3.26	9375.51	1.18
	yy	2.24	2.51	3.26	8685.48	0.778
Appui	/	2.1	2.51	3.26	8685.48	0.73

• Schéma de ferrailage :

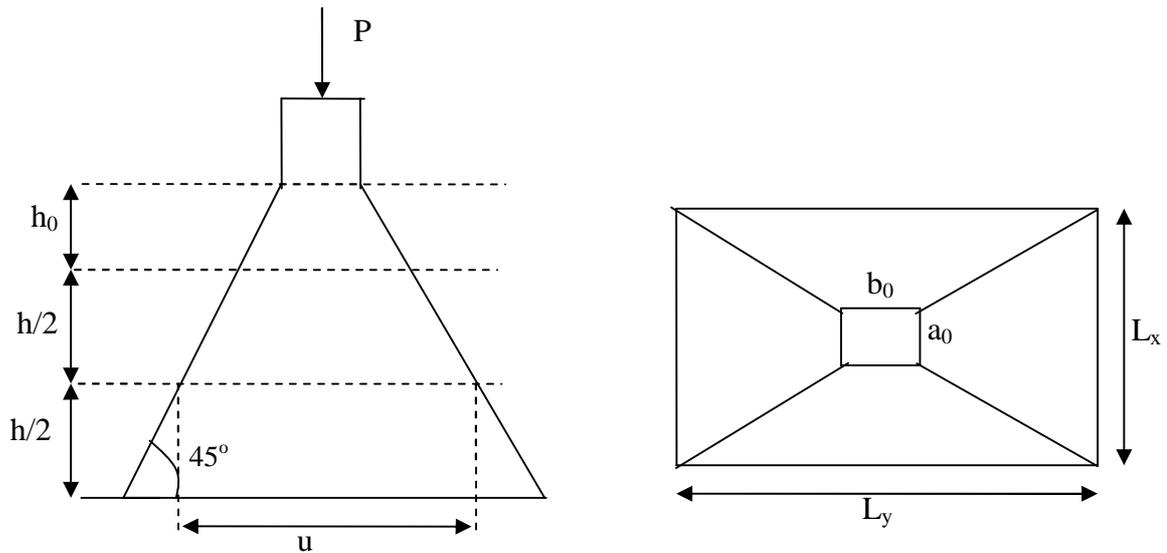


Figure III.31. Schéma représentant la surface d'impact

a-2) Cas de charges concentrées :

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h \quad ; \quad v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec :  $a_0$  et u : dimension // à  $L_x$

$b_0$  et v : : dimension // à  $L_y$

$(a_0 \times b_0)$  surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} \quad ; \quad v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

• **L'ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.9}{3.9} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_1 = 0.094 \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_2 = 0.067$$

Avec :  $u = 180, L_x = 290\text{cm}, v = 190, L_y = 380\text{cm}.$

**Tableau III.113.** calculs des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dans la dalle locale machine.

$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$G(KN)$	$q_u(KN)$	$M_{x1}(KN.m)$	$M_{y1}(KN.m)$
0.62	0.5	72.3	97.6	9.17	6.54

• **Moment dû aux poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = 4.98KNm.$$

$$M_{y2} = 2.62KN.m$$

• **La superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.17 + 4.98 = 14.15KNm.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 2.62 = 9.16KNm.$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 20\text{ cm}$

• **Moment en travées et en appuis :**

**Tableau III.114.** Moments en travée et en appui dans la dalle locale machine.

Cas	$M^x(KN.m)$	$M^y(KN.m)$
En travée	12.03	7.786
En appui	7.075	3.89

**Vérification de condition de non fragilité :**

Pour  $h > 12\text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

**En travée : Sens xx :**  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh$

$$\Rightarrow A_x = 4.52\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.79\text{cm}^2.$$

**Sens yy :**  $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$

En appui :  $A_a \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6 \text{ cm}^2.$$

**Tableau III.115.** Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	12.03	7.075	2.02	1.18	4HA12=4.52	4HA10=3.14	1.79
Sens yy	7.786	3.89	1.297	0.65	4HA12=4.52	4HA8=3.14	1.6

- **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2\text{cm}$$

$$1.2\text{cm} \leq 2\text{cm}$$

- **Espacement des armatures :**

**Sens xx :**  $S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=25\text{cm}$ .

**Sens yy:**  $S_t \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$  ; Soit :  $S_t=25\text{cm}$ .

- **l'ELS :  $V=0.2$**

### 1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3\text{KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q_{\text{ser}} = (0.094 + 0.2 \times 0.067) \times 72.3 = 7.76\text{KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q_{\text{ser}} = 6.21\text{KNm}.$$

### 2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1\text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0672 \times 7.1 \times 2.9^2 = 4.01\text{KNm}.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6580 \times 4.01 = 2.64\text{KN.m}$$

### 3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.76 + 4.01 = 11.77\text{KNm}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.21 + 2.64 = 8.85\text{KNm}.$$

- **Vérifications des contraintes :**

#### 1)Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 11.77 = 10\text{KNm}.$$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.85 = 7.52\text{KNm}$$

#### 2)Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.5 \times 11.77 = 5.88\text{KNm}.$$

$$M_a^y = 0.5 \times 8.85 = 4.42\text{KNm}.$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$  ; avec :  $A' = 0$ .

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Tableau III.116. Vérification des contraintes dans le béton de la dalle local machine.

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)
Travée	xx	10	4.52	4.23	14276.47	2.96
	yy	7.52	4.52	4.23	14276.47	2.23
Appui	xx	5.88	3.14	3.6	10531.23	2.01
	yy	4.42	3.14	3.6	10531.23	1.51

Shéma de ferrailage:

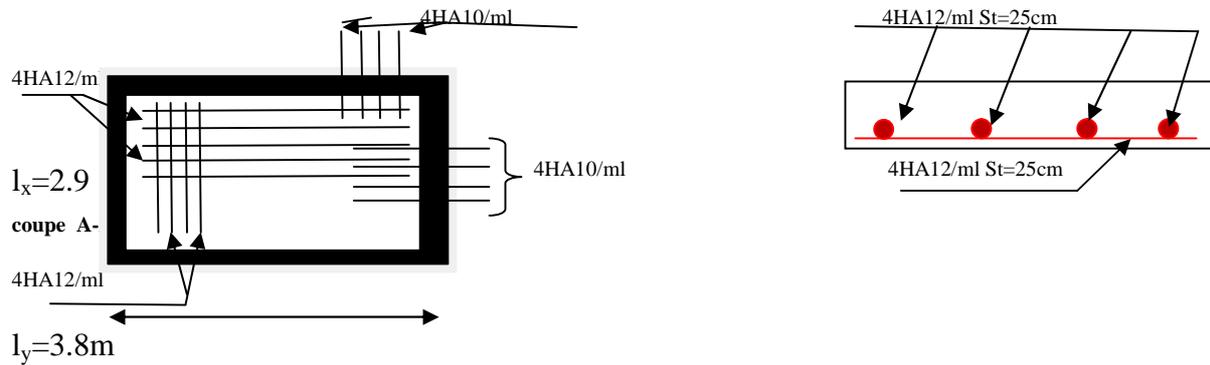


Figure III.32. schéma de ferrailage de dalle du local machine.

# Chapitre IV

## IV.1.Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

## IV.2. Objectifs et exigences

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

## IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (*RPA99/version2003*) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

L'effort sismique  $V$  appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots RPA99/V2003 \text{ (Article 4.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone ..... *RPA99/V2003 (Tableau 4.1)*

Le coefficient ' $A$ ' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : **groupe 2**

Zone sismique : **zone IIa** => **A = 0.15**

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. .... RPA99/V2003 (Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

**Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^{12} Pq \dots\dots\dots RPA99/V2003 (Formule 4.4)$$

Avec

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous

**Tab.IV .1. Valeurs des pénalités  $P_q$ .**

Critère (q)	Observé	$P_q/x-x$	Observé	$P_q/y-y$
1- $C^{dt}$ min sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.2$

**$W_{tot}$**  : Poids total de la structure

$$W = n \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**$W_{Gi}$**  : Poids dû aux charges permanentes totales.

**$W_{Qi}$**  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) RPA99/V2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation} \\ \beta = 0.6 \text{ pour usage commerciale} \end{array} \right.$$

D'après le SAP 2000, on trouve :  **$W_{tot} = 66769.44$  KN**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

T<sub>2</sub>: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99/V2003 (Tableau 4.7), Le sol d’implantation de notre structure est classé dans le Site S2 , Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure**

η : Facteur de correction de l’amortissement, donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

ξ = 8.5 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

$$T_c = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-6).}$$

h<sub>N</sub>: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

h<sub>N</sub> = 41,82m

C<sub>T</sub>: Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : C<sub>T</sub>=0.050

$$T_1 = 0.05 \times (41.82)^{3/4} = 0.82s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. L<sub>x</sub> =28.9m, L<sub>y</sub> =22.7m

$$\begin{cases} T_2^x = 0.7s \\ T_2^y = 0.79s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.7; 0.82) = 0.91s \\ T_y = 1.3 \times \min(0.79; 0.82) = 1.027s \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3 \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.405m \\ T_2 < T_y < 3 \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.296m \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.405 \times 1.2}{5} \times 66769.44 = 3377.9 KN$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.296 \times 1.2}{5} \times 66769.44 = 3115.19 KN$$

### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

#### Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q: Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 le graphe donne  $S_a/g$  en fonction du temps.

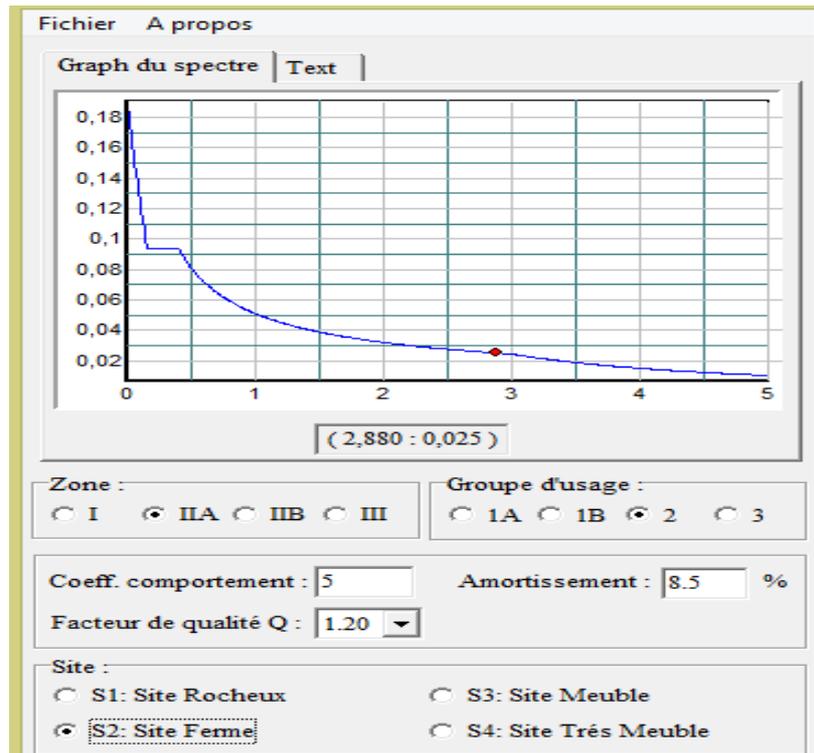


Fig.IV.1. Spectre de réponse.

### Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### Description de logiciel SAP 2000/V14.2.2

Cette structure est modélisée par logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### **IV.4. Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous

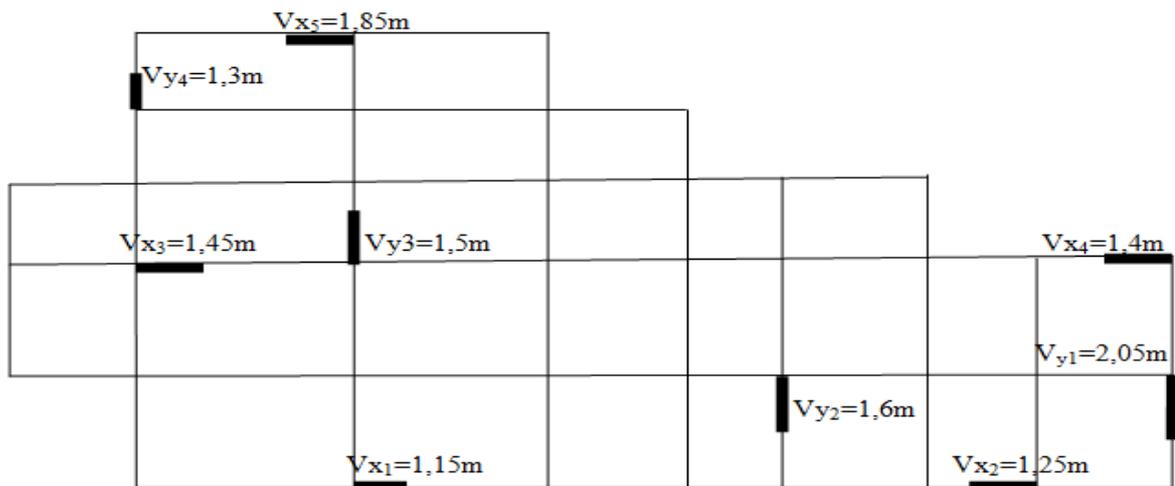


Fig.IV.2. Disposition des voiles.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

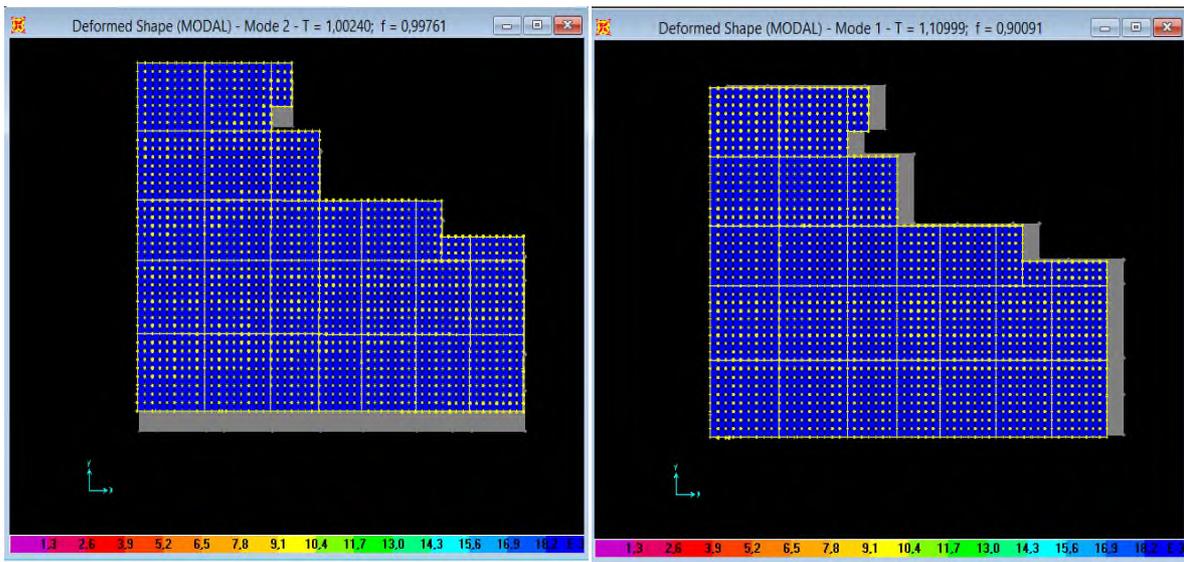


Fig. IV.4. 2<sup>ème</sup> mode de déformation

(Translation suivant y-y).

Fig. IV.3. 1<sup>ère</sup> mode de déformation

(Translation suivant x-x).

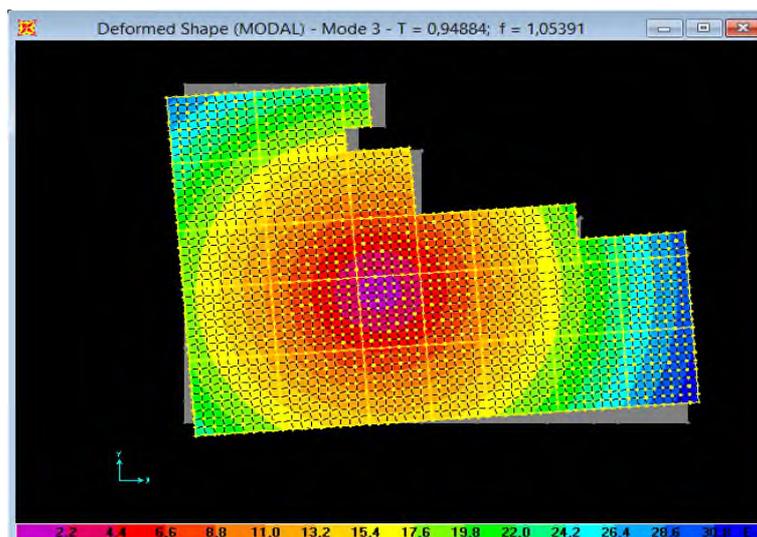


Fig. IV.5. 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z).

#### IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tab. IV.2. Période et taux de participation massique.

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum	Sum	Sum UZ
1	1,109986	0,7699	0,00857	0,000001527	0,7699	0,00857	0,000001527
2	1,002398	0,00937	0,75738	0,000003161	0,77927	0,76595	0,000004688
3	0,948845	0,00000457	0,00015	2,022E-07	0,77928	0,7661	0,00000489
4	0,35945	0,10435	0,00108	0,00001754	0,88363	0,76718	0,00002243
5	0,325396	0,00052	0,1135	0,00006124	0,88415	0,88068	0,00008367
6	0,303763	0,00006701	0,0053	0,00000356	0,88422	0,88598	0,00008723
7	0,196619	0,03778	5,296E-07	0,000002166	0,92199	0,88598	0,00008939
8	0,179131	0,00002484	0,03252	1,696E-07	0,92202	0,91851	0,00008956
9	0,162469	0,00004853	0,00669	3,662E-08	0,92206	0,9252	0,0000896

#### Analyse des résultats

La participation modale du premier et deuxième mode suivant les deux directions X et Y est atteinte les 90 % partir du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> mode respectivement, ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes.

## IV.5.2. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab. IV.3.** Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous-sol	66743,936	9343,268	87,72032	12,279684
RDC	58981,632	8388,718	87,54835	12,451647
Etage 01	51811,737	8064,73	86,53105	13,468948
Etage 02	47238,77	7442,709	86,38898	13,611024
Etage 03	42230,948	6746,434	86,22541	13,774591
Etage 04	37060,067	6197,256	85,67351	14,32649
Etage 05	31156,087	5466,873	85,07255	14,927447
Etage 06	27416,795	4703,801	85,35581	14,64419
Etage 07	21760,776	4057,259	84,28518	15,714825
Etage 08	17764,808	3259,816	84,49525	15,504753
Etage 09	13129,174	1645,285	88,86399	11,136008
Etage 10	8385,088	1645,285	83,59697	16,403029
Etage 11	3816,655	792,586	82,80441	17,195586

### Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles et des poteaux comme suit :

**Voiles :**  $E_p = 20\text{cm}$ .

### Les poteaux rectangulaires

- Le sous-sol et RDC ( $65 \times 60$ )  $\text{cm}^2$  plus poteaux circulaires de diamètre  $70\text{cm}^2$
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage ( $65 \times 55$ )  $\text{cm}^2$
- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage ( $60 \times 55$ )  $\text{cm}^2$
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage ( $60 \times 50$ )  $\text{cm}^2$
- 10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup> étage ( $55 \times 50$ )  $\text{cm}^2$

**Poutre**

Poutres principales : (45×35) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaire : (40×35) cm<sup>2</sup>

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.**

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Portique KN	Voile KN	Portique %	Voile %	Portique KN	Voile KN	Portique %	Voile %
S-sol	1627,206	1185,192	57,85831	42,14169	1644,02	979,735	62,6590516	37,3409484
RDC	1884,87	834,404	69,31519	30,68481	1607,124	569,44	73,8376634	26,1623366
Etage 01	1919,09	659,193	74,43287	25,56713	1800,515	427,832	80,8004768	19,1995232
Etage 02	1809,46	656,123	73,38873	26,61127	1636,321	492,992	76,8473681	23,1526319
Etage 03	1761,694	555,681	76,0211	23,9789	1622,362	391,916	80,5431028	19,4568972
Etage 04	1598,783	555,308	74,22077	25,77923	1431,91	429,873	76,9106819	23,0893181
Etage 05	1461,094	493,677	74,74502	25,25498	1331,572	365,509	78,4624894	21,5375106
Etage 06	1385,149	404,35	77,40429	22,59571	1247,787	317,971	79,6922002	20,3077998
Etage 07	1103,326	451,912	70,94258	29,05742	1056,779	301,444	77,8060009	22,1939991
Etage 08	996,191	341,443	74,47411	25,52589	933,727	244,105	79,2750579	20,7249421
Etage 09	805,78	176,476	82,0336	17,9664	767,774	144,112	84,1962701	15,8037299
Etage 10	567,983	176,476	76,29473	23,70527	515,492	144,112	78,1517395	21,8482605
Etage 11	422,744	92,923	81,98004	18,01996	389,858	54,292	87,7762017	12,2237983

**Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

**IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l’Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons

**Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces.**

Sens	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	observation
Sens x-x	3377,9	2852,493	0,84445	Vérifie
Sens y-y	3115,19	2720,546	0,8733	Vérifie

• **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

**IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  :Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA/V2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l’étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  :Étant la hauteur de l’étage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

**Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.**

Niveaux	Sensx-x						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k(\%)$	
Sous-sol	0,0012	0,006	0	0,006	3,74	0,00160428	Vérifiée
RDC	0,0042	0,021	0,006	0,015	4,42	0,00339367	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,0065	0,0325	0,021	0,0115	3,06	0,00375817	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,0087	0,0435	0,0325	0,011	3,06	0,00359477	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,0107	0,0535	0,0435	0,01	3,06	0,00326797	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,0127	0,0635	0,0535	0,01	3,06	0,00326797	Vérifiée

5 <sup>ème</sup> étage	0,0145	0,0725	0,0635	0,009	3,06	0,00294118	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	0,0161	0,0805	0,0725	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	0,0176	0,088	0,0805	0,0075	3,06	0,00245098	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	0,0189	0,0945	0,088	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	0,0199	0,0995	0,0945	0,005	3,06	0,00163399	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	0,0208	0,104	0,0995	0,0045	3,06	0,00147059	Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	0,0214	0,107	0,104	0,003	3,06	0,00098039	Vérifiée

Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.

Niveaux	Sens y-y						Observation
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$h_k(m)$	$\frac{\Delta_k}{h_k}(\%)$	
Sous-sol	0,001	0,005	0	0,005	3,74	0,0013369	Vérifiée
RDC	0,0033	0,0165	0,005	0,0115	4,42	0,00260181	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,005	0,025	0,0165	0,0085	3,06	0,00277778	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,0067	0,0335	0,025	0,0085	3,06	0,00277778	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,0083	0,0415	0,0335	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,0099	0,0495	0,0415	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	0,0114	0,057	0,0495	0,0075	3,06	0,00245098	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	0,0127	0,0635	0,057	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	0,014	0,07	0,0635	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	0,0151	0,0755	0,07	0,0055	3,06	0,00179739	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	0,016	0,08	0,0755	0,0045	3,06	0,00147059	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	0,0167	0,0835	0,08	0,0035	3,06	0,00114379	Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	0,0173	0,0865	0,0835	0,003	3,06	0,00098039	Vérifiée

**Analyse des résultats**

D’après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

**IV.5.5. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ**

L’effet P-Δ (effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$v_k$  : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».  $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

➤ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l’effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyens d’une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

➤ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab. IV.8. Vérification de l’effet P-Δ.**

Niveaux	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	V (KN)	$\theta_k$ (m)	$\Delta_k$ (cm)	V (KN)	$\theta_k$ (m)
Sous sol	3,74	60080,856	0,006	2812,398	0,03427196	0,005	2623,755	0,03061338
RDC	4,42	53221,799	0,015	2719,274	0,06642102	0,0115	2176,564	0,06362
1 <sup>er</sup> étage	3,06	48573,725	0,0115	2578,283	0,07080228	0,0085	2228,347	0,06055027
2 <sup>ème</sup> étage	3,06	43522,675	0,011	2465,583	0,0634552	0,0085	2129,313	0,05677715
3 <sup>ème</sup> étage	3,06	38457,992	0,01	2317,375	0,05423365	0,008	2014,278	0,04991554
4 <sup>ème</sup> étage	3,06	32615,961	0,01	2154,091	0,04948171	0,008	1861,783	0,04580044
5 <sup>ème</sup> étage	3,06	28597,424	0,009	1954,771	0,04302809	0,0075	1697,081	0,04130134
6 <sup>ème</sup> étage	3,06	23034,801	0,008	1789,499	0,03365283	0,0065	1565,758	0,03125012
7 <sup>ème</sup> étage	3,06	18791,588	0,0075	1555,238	0,02961464	0,0065	1358,223	0,02938897

8 <sup>ème</sup> étage	3,06	13269,681	0,0065	1337,634	0,02107245	0,0055	1177,832	0,02024969
9 <sup>ème</sup> étage	3,06	9086,294	0,005	982,256	0,01511509	0,0045	911,886	0,01465336
10 <sup>ème</sup> étage	3,06	4314,177	0,0045	744,456	0,00852217	0,0035	659,604	0,00748103
11 <sup>ème</sup> étage	3,06	1253,381	0,003	515,667	0	0,003	444,15	0

- **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

#### IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

**Tab. IV.9.** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Sous sol et RDC	65 × 60	3900	2946.157	0,29712092	Vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	65 × 55	3575	2325.56	0,26020229	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	60 × 55	3300	1646.011	0,19951648	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	60 × 50	3000	1011.66	0,13490213	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55 × 50	2750	410.82	0,05975593	Vérifiée

#### IV.6. Conclusion

Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles à été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.



# *Chapitre V*

## V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q+E \quad ; \quad 0,8G+E \quad RPA99 \text{ (Article 5.2)} \\ G+Q \quad ; \quad G+Q-E \quad ; \quad 0,8G-E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes

- L'effort normal maximal  $N_{max}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$
- L'effort normal minimal  $N_{min}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$
- Le moment maximal  $M_{max}$  et l'effort normal correspondant  $N_{corr}$

### V.2.1.Recommandation du RPA 99/Version2003

#### A) Armatures longitudinale : (Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal :  $A_{min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- 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.
- $\phi_{min} > 12mm$  (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi$  en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau

$h_e$  : Hauteur d'étage.

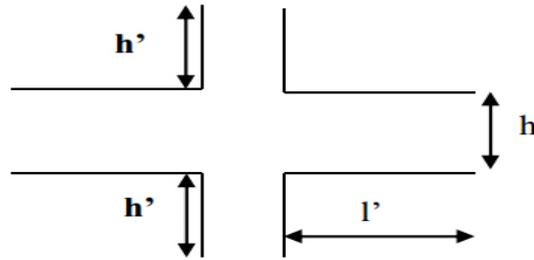


Fig. V.1. Zone nodale

**Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous

**Tab. V.1.** Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.

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
S-Sol et RDC	65×60	31.2	156	234
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	28.6	143	214.5
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	26.4	132	198
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	24	120	180
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	22	110	165
S-Sol et RDC	Φ=70	30.772	153.86	230.79

**B) Armature transversale**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99(Article 7.4.2.2)}$$

$V_u$  : Est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

2.5 Si  $\lambda_g \geq 5$   $\lambda_g$  : l'élanement géométrique

3.75 Si  $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \quad (l_f : \text{Longueur de flambement du poteau})$$

Avec **a** et **b** : Sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espace est fixée comme suit

Dans la zone nodale  $t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15\text{cm})$  en zone IIa.

Dans la zone courante  $t \leq 15\phi_t^{\min}$  en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale  $\frac{A_t}{tb_1}$  en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots RPA99(\text{Article } 7.4.2.2) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \quad \rightarrow \frac{A_t}{tb_1} = 0.5\% \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t^{\min}$ .

Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre de et diamètre suffisants  $\phi \text{ cheminé} > 12\text{cm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**V.2.2. Sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
S-Sol et RDC	65×60	-2946.15	-3.74	-0.805	4.42	124.0261	-1697.653
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	-2325.55	-2.9836	-158.074	75.7155	-160.9603	-1733.537
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	-1700.48	25.3173	-245.94	46.407	-138.1829	-924.349
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	-1011.76	-7.7562	-137.727	17.6764	-100.8221	-618.99
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup>	55×50	-410.822	-8.717	-32.114	44.9225	79.3108	-108.798
S-Sol et RDC	Φ=70	-2946.15	-3.74	-0.805	4.42	124.0261	-1697.653

V.2.3.Ferrailage des armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

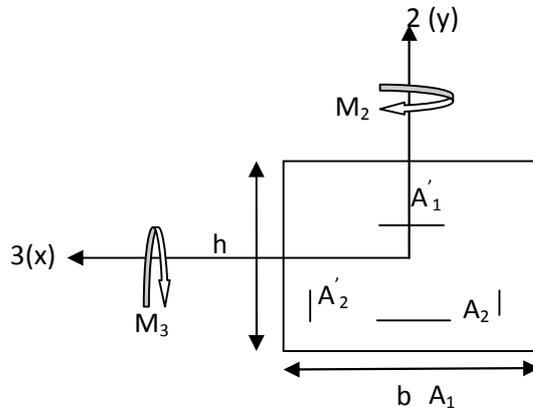


Fig.V.2.les moment dans les poteaux et leur section à ferrailier

Exemple de calcul :

Soit le poteau de l'étage 4, 5 et 6 :

Données :b=55cm, h=60cm, d=57cm, d'=3cm

a) Calcul sous :  $N_{min} = -245.94KN.m \Rightarrow M_{corres} = 46.407KN(G + Q + Ey)$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1, f_{bu}=18.48MPa$ .

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46.407}{245.94} \times 100 = 18.86 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section (c'est entre les armatures A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 46.407 + 245.94 \times (0.57 - 0.60/2) = 112.81 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 46.407 \times (0.57 - 0.03) + 112.81 \leq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.60 \times 0.55 \times 18.42$$

$$137.87 \text{ KN.m} < 1381.28 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112.81 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.034 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.56 \text{ m} \\ \Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{112.81 \times 10^{-3}}{0.56 \times 400} = 5.035 \text{ cm}^2 \\ A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 5.035 \times 10^{-4} + \frac{245.94 \times 10^{-3}}{400} = 11.18 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_s = 0 \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.55 \times 0.57 \times 2.1 / 400 = 3.78 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Tab. V.3. Armatures longitudinales des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-Sol et RDC	65×60	42.55	31.2	10HA20+6HA16 = 43.48
	Φ=70	42.55	30.772	8HA20+8HA16=41.20
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	32.76	28.6	4HA20+12HA16=36.68
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	11.18	26.4	12HA16+4HA12 = 28.64
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	14.96	24	12HA16 = 24.12
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	6.42	22	8HA16+4HA14 =22.24

#### V.2.4.Ferrailage des armatures transversales

##### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (65×55) cm<sup>2</sup>

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 2.61}{0.65} = 2.81 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 126.93 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour des cadres 4HA10= 3.14cm<sup>2</sup>

##### ➤ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

##### ➤ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

##### ➤ Quantité d'armature minimale

On a :  $\lambda_g < 3$ , d'où : Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(10 \times 65) = 5.2 \text{ cm}^2$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(15 \times 60) = 7.8 \text{ cm}^2$

## ➤ Résultats du calcul des armatures transversales

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tab. V.4.** Armature transversale des poteaux.

Niveaux	RDC Sous sol	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	65×60	65×55	60×55	60×50	55×50
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.6	1.4
$l_0$ (cm)	397	261	261	261	261
$l_f$ (cm)	277.9	182.7	182.7	182.7	182.7
$\lambda_g$	4.27	2.81	3.04	3.04	3.32
$V_u$ (KN)	63.53	126.93	113.776	86.438	45.48
$l_r$ (cm)	80	80	65	65	65
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.08	2.74	2.66	2.02	1.16
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) <sub>ZN</sub>	3.25	5.2	3	3	2.75
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) <sub>ZC</sub>	4.87	7.8	4.5	4.5	4.12
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5.17	7.9	4.52	4.52	4.52
Nombre des barres	4HA10+4HA8	10HA10	9HA8	9HA8	9HA8

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}) \Rightarrow$  ce qui est vérifiée dans ce cas.

**V.2.5.Vérification**

**V.2.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

$A_s$  = Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r$  = Section réduite du béton.

$\gamma_b=1.5$  : coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : est un coefficient réduction qui fonction de  $\lambda$ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50$$

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

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  Pour les poteaux rectangulaires

Avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  (i : rayon de giration) ;  $I = \frac{b^3 \times h}{12}$

$l_f = 0.7l_0$  Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  Pour les poteaux rectangulaires.

$A_s$  = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

**Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau le plus sollicités au S.SOL, avec les sollicitations suivantes :

$N_d = 2946.15 \text{KN}$

$l_f = 2.303 \text{m} \rightarrow \lambda = 12.27 < 50 \rightarrow \alpha = 0.829$

$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3654 \text{m}^2$

$$N_u = 0.829 \times \left[ \frac{0.3654 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{43.48 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5610.81 \text{KN}$$

$N_d = 2946.15 \text{KN} < N_u = 5610.81 \text{KN} \Rightarrow$  Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous

**Tab. V.5.** Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$N_u$ (KN)
S-Sol	65×60	3.29	2.303	12.27	0.829	43.48	0.3654	2946.15	5610.81
RDC	65×60	3.97	2.779	14.86	0.82	43.48	0.3654	2946.15	5549.89
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	2.61	1.827	9.73	0.837	34.36	0.3339	2325.55	5176.45
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	2.61	1.827	10.54	0.834	27.2	0.3074	1700.48	4748.39
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	2.61	1.827	10.54	0.834	24.12	0.2784	1011.76	4300.42
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	2.61	1.827	11.5	0.832	22.24	0.2544	410.82	3920.28

**Observation :** toutes les conditions sont vérifiées.

On remarque bien que  $N_d < N_u$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

**V.2.5.2. Vérification des contraintes de compression**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieure}$$

$B = b \times h + 15 (A+A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - \left( \frac{h}{2} - V \right) ; \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{B} ; \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc1</sub> (MPa)	σ <sub>bc2</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
S-Sol et RDC	65×60	60	43.48	36.44	28.56	0.019	2141.39	24.86	6.79	3.06	15
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	60	34.36	35.96	29.04	0.016	1694.94	37.7	6.31	2.39	15
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	55	27.2	32.75	27.25	0.012	1234.78	33.88	5.18	1.79	15
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	55	24.12	32.69	27.31	0.011	737.82	38.28	3.92	0.75	15
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	50	22.24	29.93	25.07	0.008	300.28	57.53	3.39	1.05	15

**Tab. V.6.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

**V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes**

D’après le RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement

conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou

égale à la valeur limite suivante : τ<sub>bu</sub> < τ<sub>bu</sub><sup>lim</sup> = ρ<sub>d</sub> × f<sub>c28</sub>

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ<sub>bu</sub> est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab. V.7. Vérification des contraintes tangentielles.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S-Sol	65×60	230.3	3.54	0.04	60	63.53	0.16	1	Vérifiée
RDC	65×60	277.9	4.27	0.04	60	63.53	0.16	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	182.7	2.81	0.04	60	126.93	0.32	1	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	182.7	3.04	0.04	55	113.776	0.34	1	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	60×50	182.7	3.04	0.04	55	86.438	0.26	1	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	182.7	3.32	0.04	50	45.48	0.16	1	Vérifiée

On remarque que la condition exigée par le *RPA99/Version2003* sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

**V.2.6. Disposition constructive des poteaux**

- **Longueur de recouvrement**

Soit  $L_r$  la longueur de recouvrement telle que :  $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ soit : } L_r = 50cm$

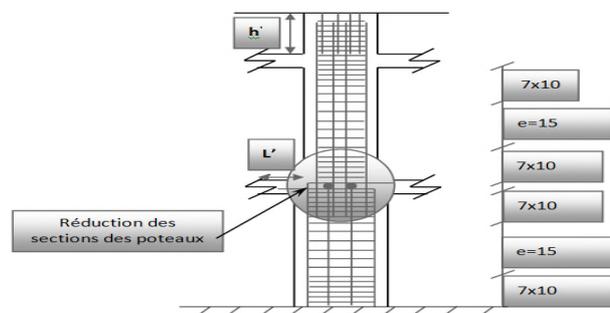
$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$

$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$

$\phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ soit : } L_r = 80cm$

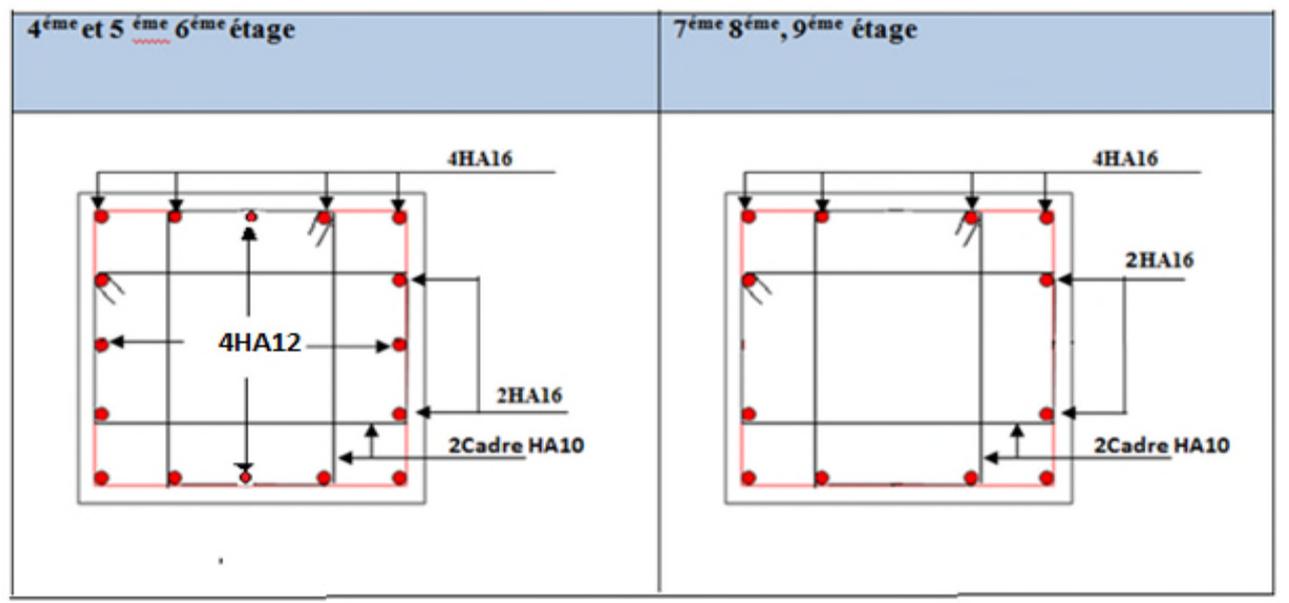
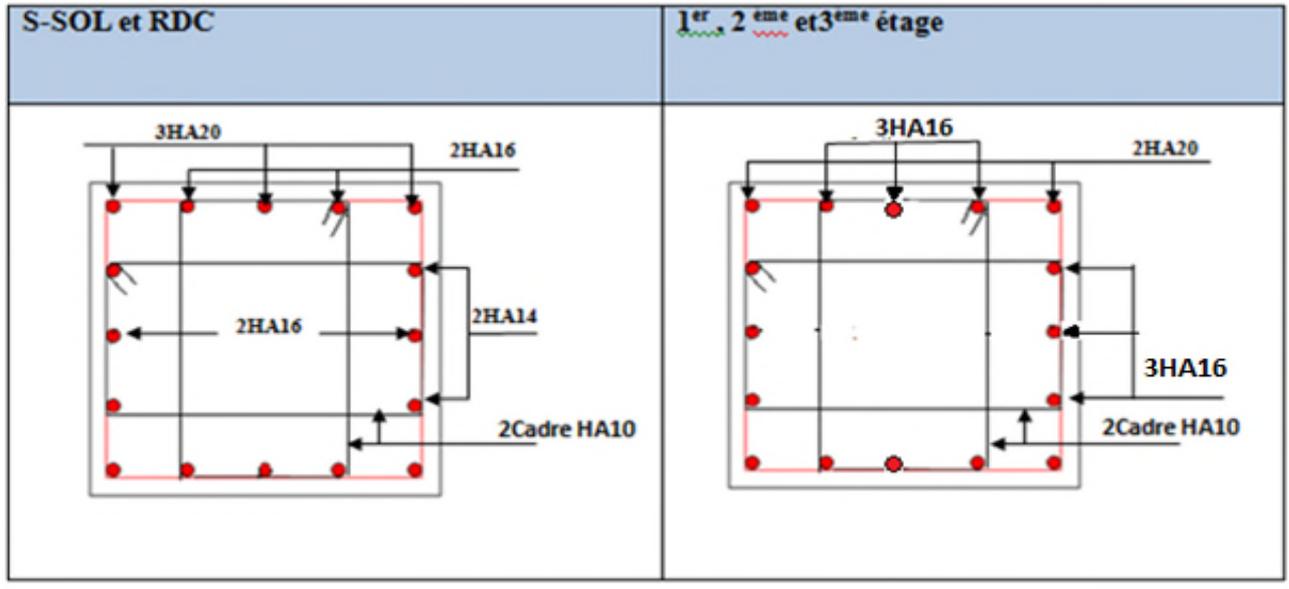
- **Détermination de la zone nodale**

Exemple du Sous – sols :  $L' = 80cm$  ;  $h' = 6$



**Fig. V.4 : Disposition des armatures des poteaux**

**Schéma de ferrailage des poteaux**



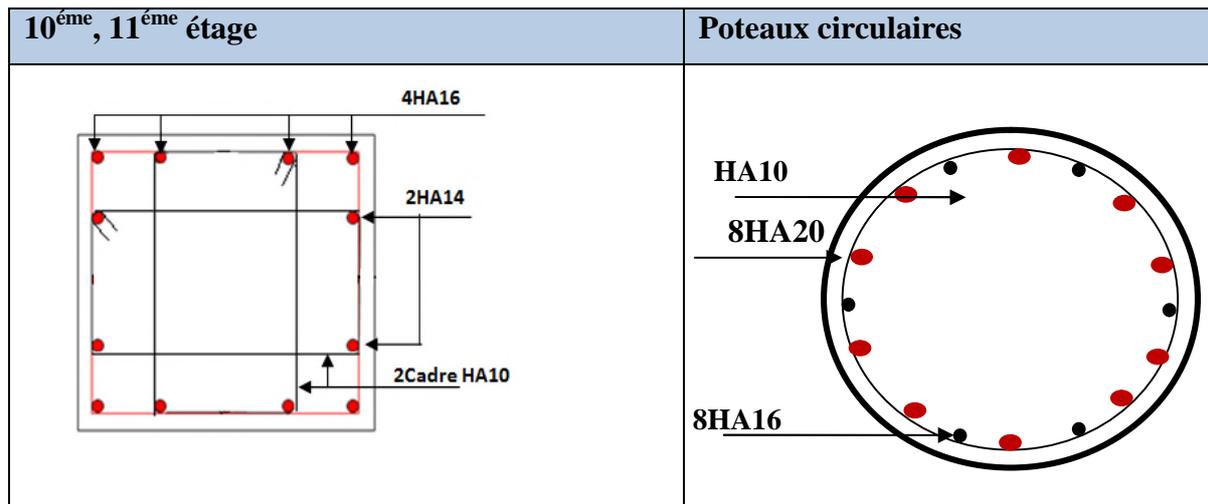


Fig. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux.

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- ✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓  $G + Q - E$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $0.8 \times G + E$
- ✓  $G + Q + E$
- ✓  $0.8 \times G - E$

(article 5.2) [2]

#### V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

##### A) armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1) [2]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40% en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

**B) armatures transversales :** (Art 7.5.2.2) [2]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre

$\phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

### V.3.2.Ferraillage des poutres

#### A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferraillage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel sap 2004

#### Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**B).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) d'un étage courant avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 108.13 \text{KN.m} \dots(\text{ELA}) \\ M_a = 115.31 \text{KN.m} \dots(\text{ELA}) \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.13 \times 10^6}{18.48 \times 350 \times 420^2} = 0.0947 < 0.186$$

$$\text{Pivot A: } \Rightarrow A' = 0 \quad ; \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.1246$$

$$Z = 420 \times (1 - 0.4 \times 0.124) = 399.05 \text{mm}$$

$$A_t = \frac{108.13 \times 10^6}{400 \times 400.17} = 6.774 \text{cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{115.31 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 18.48} = 0.101$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$Z = 420 \times (1 - 0.4 \times 0.133) = 397.57 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{115.31 \times 10^6}{400 \times 397.57} = 7.25 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres aux niveaux de tous les étages

**Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales et secondaires**

Niveau	Type De Ptr	Section (cm <sup>2</sup> )	Au niveau	M KN.m	V (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Etages courant	PP	35×45	Appui	115.31	136.18	7.25	7.8	4HA14 +2HA12=8.42
			Travée	108.13		6.77		4HA14 +2HA12=8.42
	PS	35×40	Appui	89.71	81.31	6.41	7	4HA12 +2HA14=7.6
			Travée	89.76		6.415		4HA12 +2HA14=7.6
Terrasse inacc	PP	35×45	Appui	80.89	124.377	4.99	7.8	4HA14 +2HA12=8.42
			Travée	42.527		2.57		4HA14 +2HA12=8.42
	PS	35×40	Appui	34.96	35.22	2.41	7	4HA12 +2HA14=7.6
			Travée	33.214		2.286		4HA12 +2HA14=7.6

Etage RDC	PP	35×45	Appui	111.9	149.23	7.02	7.8	4HA14 +2HA12=8.42
			Travée	66.94		4.14		4HA14 +2HA12=8.42
	PS	35×40	Appui	71.13	72.53	5.014	7	4HA12 +2HA14=7.6
			Travée	49.21		3.42		4HA12 +2HA14=7.6

### V.3.3 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\% \ b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 6\% \ b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$  en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

### V.3.4. Armatures transversales

#### 1) Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée

$$\text{par } \phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1]$$

#### Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{on adopte } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de  $\phi$  10 pour toutes les poutres principales.

**Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.6; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de  $\phi$  10 pour toutes les poutres secondaires.

**b) Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le **RPA99/version 2003(art 7.5.2.2)** :

➤ **Zone nodale :  $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min})$**

**Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm})$**  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

**Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm})$**  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

➤ **Zone courante :**

**Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$**  ; Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

**Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$**  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

**C) Vérification de la section d'armatures transversales :**

**Poutre principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.1\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Poutre secondaires:**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.5. Vérifications L'ELU :**

**a) Condition de non fragilité**

$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.775\text{cm}^2$  Donc la condition de non fragilité est vérifiée

**b) Vérification des contraintes tangentielles maximal :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

Tel que  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  BAEL91 (art H.III.2).

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.133 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

**Tab V.9 . Vérification de l'effort tranchant**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	149.23	1.01	Vérifiée
Poutres secondaires	81.31	0.625	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et ce la pour tout type de poutre.

**a) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives  $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \longrightarrow$  (Art H.IV.2) [1]

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{1}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \quad \gamma_s = 1, f_e = 400\text{MPa}$

**Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutre	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	M (KN.m)	Al <sup>riv</sup> (cm <sup>2</sup> )	Al <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
principale	8.42	149.21	115.31	3.73	-3.896	vérifiée
secondaire	7.6	81.31	89.76	2.03	-4.71	vérifiée

**V.3.6. Vérification à l'ELS :**

**a) état limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11 . Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Poutres	Au niveau	M <sub>ser</sub> KN.m	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Y cm	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Obs
PP	Appuis	77.07	8.42	131026.91	14.17	8.33	15	vérifiée
	Travées	42.56	8.42	131026.91	14.17	4.6	15	vérifiée
PS	Appuis	33.86	7.6	91208.76	12.6	4.67	15	vérifiée
	Travées	24.39	7.6	91208.76	12.6	3.95	15	vérifiée

**b) état limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.5}) [1]$$

**On pose :** **K**=h<sub>t</sub>/l >1/16, et **J**=(2.h<sub>t</sub>/l)>M<sub>t</sub>/(10.M<sub>0</sub>), et

**Tableau V.12 .Vérification de la flèche pour les poutres :**

	ht cm	b cm	L cm	As cm <sup>2</sup>	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	K	J	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	430	8.4	0.11	0.055	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	445	7.6	0.09	0.096	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Schéma de ferrailage des poutres

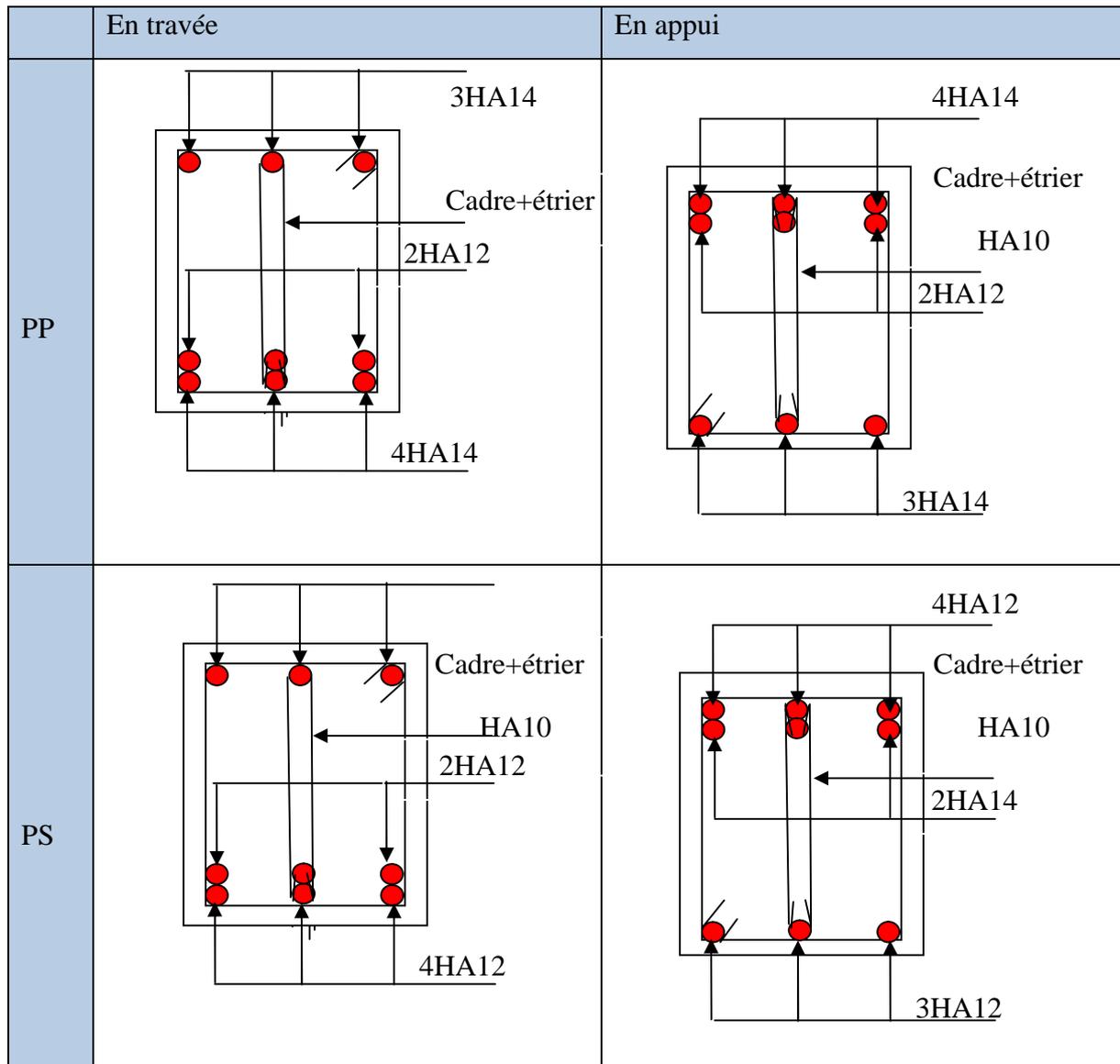


Fig. V.6 Schémas de ferrailage des poutres.

➤ 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, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

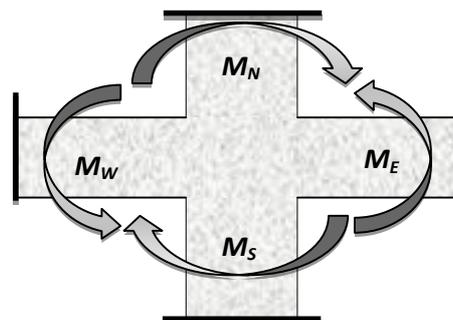


Fig. V.7. Différents moments dans la zone nodale

**Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13** .Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol et RDC	65×60	58.5	43.48	885.16
1,2 et 3 <sup>ème</sup> étage	65×55	58.5	34.36	699.5
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	60×55	54	27.2	511.14
7,8 et 9 <sup>ème</sup> étage	60×50	54	24.12	453.26
10 et 11 <sup>ème</sup> étage	55×50	49.5	22.24	383.11

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14** .Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Étage commercial et 1 <sup>er</sup> étage	PP	35×45	40.5	8.42	118.67
	PS	35×40	36	7.6	95.21
Étage courant	PP	35×45	40.5	8.42	118.67
	PS	35×40	36	7.6	95.21
Terrasse	PP	35×45	40.5	8.42	118.67
	PS	35×40	36	7.2	95.21

**Tableau V.15 . Vérification de la zone nodale :**

Niveau		$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Obsr
RDC et sous-sol	x-x	885.2	885.16	1770.3	118.67	118.67	296.675	Vérifiée
	y-y				95.21	95.21	190.21	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>et</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	x-x	699.5	699.5	1399	118.67	118.67	296.675	Vérifiée
	y-y				95.21	95.21	190.21	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	x-x	511.1	511.14	1022.2	118.67	118.67	296.675	Vérifiée
	y-y				95.21	95.21	190.21	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	x-x	453.2	453.26	906.52	118.67	118.67	296.675	Vérifiée
	y-y				95.21	95.21	190.21	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	x-x	383.1	383.11	776.22	118.67	118.67	296.675	Vérifiée
	y-y				95.21	95.21	190.21	Vérifiée

**Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

#### 4. Etude des voiles

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents

- Voiles élancés  $\frac{h}{l} > 1.5$  ; Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

#### V.4.1.Recommandation du RPA 99/V2003

##### A) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_f$  longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10} L$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

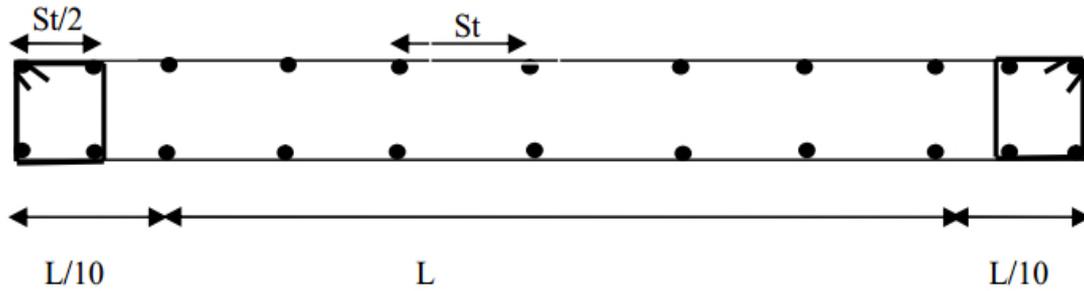


Fig. V.8. Disposition des armatures dans les voiles.

**B) Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l’extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \times \phi$ .

**C) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1m^2$  au moins.

**D) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Le pourcentage minimal d’armatures est de
  - $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$  ..... Dans la zone extrême de voile
  - $A_{min} = 0.10 \times b \times h$  ..... Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l’épaisseur du voile.
- L’espacement  $S_t = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$  avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2. Disposition des voiles :

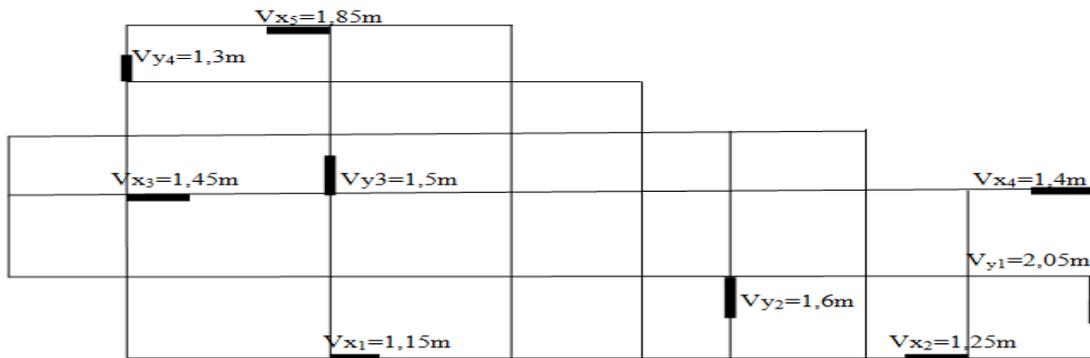


Fig. V.9. Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Sens x-x :

Tab. V.16. Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1}=1.15\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1453.962	-39.049	-454.246	736.858	381.474	-441.779	-177.54
RDC	1308.58	20.76	267.34	977.668	616.9	-237.71	108.268
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1264.749	13.528	163.44	1000.987	538.327	-147.466	101.698
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	995.897	16.388	156.1959	820.3	390.134	-133.29	106.37
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	643.837	8.444	121.512	388.399	243.298	-107.28	86.625
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	413.157	118.48	-121.60	185.34	96.64	-121.27	57.94

**Tab. V.17.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{X2}=1.25\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1323.86	31.704	546.6976	132.4008	287.596	-513.053	209.214
RDC	1199.106	-29.409	-370.94	837.553	560.41	-367.336	-152.399
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1155.703	-20.239	-223.415	768.351	499.92	-217.45	143.567
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	899.034	-23.499	-182.849	573.834	363.685	-177.28	-126.656
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	587.137	-25.948	-146.03	360.115	223.298	-139.879	-104.658
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	112.471	-16.569	-30.1347	34.89	9.448	-25.958	12.402

**Tab. V.18.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{X3}=1.45\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1531.976	-47.402	-726.4	582.002	229.08	-711.912	230.653
RDC	1371.24	13.387	439.553	779.612	592.509	-415.618	171.675
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1292.307	26.94	226.503	1022.404	576.807	-194.647	145.474
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	988.429	35.215	179.772	824.466	397.59	-136.829	125.083
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	644.627	39.038	148.845	569.378	228.173	-101.399	110.392
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	253.194	32.5109	58.0064	282.144	33.395	-18.33	54.299

**Tab. V.19.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x4}=1.4m$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1159.022	21.9313	648.498	1062.526	379.302	-622.79	229.731
RDC	1085.677	-56.873	-417.748	590.496	354.716	-405.423	-165.615
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1072.3	-37.882	-223.138	461.68	226.6	-214.05	-152.75
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	820.007	-67.2046	-189.1957	411.734	231.92	-173.219	-132.414
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	538.357	-79.449	-153.6298	292.144	175.223	-134.405	-111.34
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	222.31	-83.7038	-99.0568	86.385	39.846	-79.0166	-64.152

**Tab. V.20.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x5}=1.85m$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1750.861	49.737	1189.46	1464.738	75.848	-1129.232	374.609
RDC	1346.758	-47.342	-752.45	886.376	600.317	-744.513	-283.147
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1287.846	17.843	211.053	1096.009	513.126	-191.072	141.703
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	980.155	19.6094	165.3966	850.273	374.11	-142.519	121.196
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	644.951	29.559	131.995	580.793	225.37	-95.9146	108.911
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	271.271	33.16	86.075	305.772	34.408	-44.784	46.046

**Sens v-v :****Tab. V.21.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y1}=2.05\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1664.97	41.2868	1090.514	682.671	331.937	1077.32	344.421
RDC	1465.533	-103.532	-715.2395	1143.742	693.56	586.041	-268.125
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1409.706	2.8098	230.537	642.376	642.376	230.537	-145.753
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	1063.116	10.511	203.5675	701.649	475.108	200.48	134.48
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	695.397	11.229	116.061	444.938	297.074	112.782	95.853
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	286.123	16.559	66.4271	140.077	80.855	62.4829	50.144

**Tab. V.22.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2}=1.6\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1809.738	16.9417	719.922	860.506	440.512	719.735	260.543
RDC	1637.28	-146.131	-503.7828	1289.293	736.45	332.83	-204.612
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1596.786	-14.472	-181.72	1224.137	745.543	163.483	-123.143
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	1211.084	-16.449	-188.1622	937.89	556.749	168.782	-128.603
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	802.056	-7.997	-114.95	624.465	366.629	106.121	-89.719
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	334.469	5.789	40.4954	193.184	120.648	40.055	48.697

**Tab. V.23.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y3}=1.5\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1864.517	-30.811	-718.201	1625.432	650.734	679.87	-271.47
RDC	1645.067	5.827	440.775	1130.967	760.878	438.0448	181.005
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1548.043	53.2411	249.5509	1004.724	655.827	236.908	153.45
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	1202.179	56.775	239.9458	817.151	546.535	225.209	157.193
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	795.103	53.66	163.38	539.825	362.2	149.32	117.386
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	341.595	49.245	76.117	204.097	130.549	63.37	67.446

**Tab. V.24.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y4}=1.3\text{m}$  à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1393.215	-3.193	-538.902	1010.28	328.154	530.315	213.09
RDC	1207.25	9.716	301.27	840.167	557.042	295.22	125.674
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1129.724	27.9367	178.834	772.089	502.233	173.539	109.818
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	863.549	5.945	158.006	591.205	386.828	156.299	104.32
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	554.724	-5.62	-100.168	426.104	253.029	93.084	-75.767
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	219.353	-13.215	-43.898	198.619	74.712	27.7497	38.969

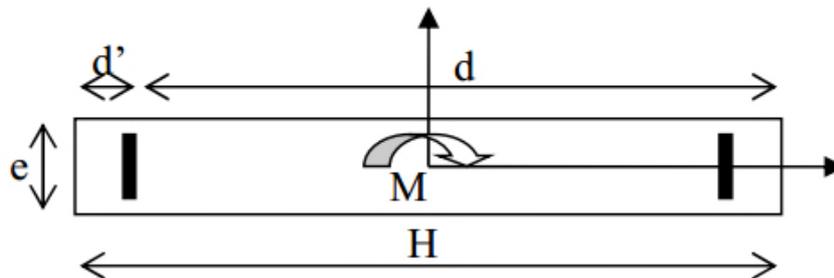
#### V.4.4. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables

Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$



**Fig. V.10.** Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ( $b \times L$ ).

$A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$$

$A_v^{\min} / \text{comp}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$$

$A_v^{\text{cal}}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A_v^{\text{adop}}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$A_h^{\text{cal}}$  : Section d'armature horizontale calculée.

$A_h^{\text{adop}}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

$N^{\text{bre}}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

• **Exemple de ferrailage**

On va exposer un seul exemple de calcul  $V \times l = 1.15m$  de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

• **Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$**

**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 (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

$$L = 1.15m, d = 1.1 m, e = 0.2 m.$$

$$N_{max} = -1453.962KN, M_{Cor} = -39.05KN.m$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.026m < \frac{l}{2} = 0.57m \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 39.05 + 1453.96 \times (1.1 - 1.15 / 2) = 802.38KN.m$$

$$(0.337 \times 1.15 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.15 \times 18.47 = 1.47MN.m$$

$$[1453.96 \times (1.1 - 0.05) - 802.38] \times 10^{-3} = 0.72MN.m$$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.179$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$a = 0.248, Z = 0.99m,$$

$$\mu_{bu} = 0.179 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 20.26cm^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 20.26 \times 10^{-4} - \frac{1453.96 \times 10^{-3}}{400} = -16.08cm^2$$

$$\rightarrow A_s = 0$$

- **Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1453.96 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15} + \frac{39.05 \times 10^{-3}}{0.025} \times 0.575 = 7.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1453.96 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15} - \frac{39.05 \times 10^{-3}}{0.025} \times 0.575 = 5.42 \text{MPa}$$

$$L_t = \frac{5.42 \times 1.15}{5.42 + 7.21} = 0.49 \text{m}$$

### B) Armatures horizontales

Elle se calcule selon la formule suivante

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; V_{\max} = 177.54 \text{KN} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 177.54 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.1} = 1.13 \text{MPa}$$

Soit :  $S_h = 0.15 \text{m} \Rightarrow A_h = 1.06 \text{cm}^2$

- **Les vérifications nécessaires**

#### Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{MPa}$$

#### Vérification des sections minimales

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.96 \text{cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone tendue par le RPA99/V2003).

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 2.65 \text{cm}^2$ . ( $A_{\min}$  dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 0.34 \text{cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone comprimée par le RPA99/V2003).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 3.45 \text{cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone globale du voile par le RPA99/V2003).

En zone tendue :  $A_v(ZT) = 0$

Donc on ferraille avec :  $A_{\min(ZG)} = 3.45\text{cm}^2$

On opte pour : 5HA10/ml= 3.93cm<sup>2</sup>.

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens x-x**

**Tab. V.25.** Ferrailage du voile  $V_{x1}=1.15\text{m}$  sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1,15	0.2×1,15	0.2×1,15	0.2×1,15	0.2×1,15	0.2×1,155
M(KN)	-39.049	20.76	13,528	16.388	8.444	-3.573
N(KN)	1453.962	1308.58	1264.749	995.89	643.837	238.31
V (KN)	-177.54	108.268	101,698	106.37	86.625	-40.302
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.13	0.732	0.688	0.719	0.58	0.273
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20.26	19.58	18.68	12.983	9.57	4.643
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	22.12	20.11	20.11	15.4	11.3	7.9
N <sup>bre</sup> /par face	10HA16	10HA16	10HA16	10HA14	10HA12	10HA10
S <sub>t</sub> (cm)	12	12	12	12	12	12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.06	0.92	0.86	0.9	0.73	0.34
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01
N <sup>bre</sup> barre	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tab. V.26.** Ferrailage du voile  $V_{x2}=1.25\text{m}$  sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	1.25×0.2	1.25×0.2	1.25×0.2	1.25×0.2	1.25×0.2	1.25×0.2
M(KN)	31.704	-29.409	-20.239	-23.49	-25.948	-16.569
N(KN)	1323.86	1199.1	1155.7	899.034	587.135	112.47
V (KN)	209.214	152.39	143.567	-126.656	-104.65	12.402
section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.3	0.94	0.89	0.78	0.65	0.077

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20.12	18.23	17.31	13.74	9.33	2.18
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	22.12	18.82	18.82	15.65	11.07	5.53
$N^{bre}$ /par face	11HA16	4HA16 +7HA14	4HA16 +7HA14	4HA14 +7HA12	4HA12 +7HA10	11HA8
$S_t$ (cm)	12	12	12	12	12	12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.63	1.18	1.12	0.98	0.81	0.1
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab. V.27. ferrailage le voile Vx3=1.45m sur toute la hauteur

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section(m <sup>2</sup> )	1.45×0.2	1.45×0.2	1.45×0.2	1.45×0.2	1.45×0.2	1.45×0.2
M(KN)	-47.4	13.38	26.94	35.2	39.03	32.5
N(KN)	1531.9	1371.2	1292.3	988.4	644.6	253.1
V (KN)	230.6	171.6	145.4	125.08	110.39	54.29
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.237	0.92	0.78	0.67	0.59	0.29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23.43	20.109	19.37	15.25	10.18	4.6
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	24.12	21.30	20.36	18.48	13.57	9.42
$N^{bre}$ /par face	12HA16	6HA16 +6HA14	4HA16 +8HA14	12HA14	12HA12	12HA10
$S_t$ (cm)	12	12	12	12	12	12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.55	1.15	0.98	0.84	0.74	0.36
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab. V.28. ferrailage le voile Vx4 = 1.4m sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section(m <sup>2</sup> )	1.4×0.2	1.4×0.2	1.4×0.2	1.4×0.2	1.4×0.2	1.4×0.2
M(KN)	21.9	-56.8	-37.82	-67.204	-79.44	99.056
N(KN)	1159.02	1085.6	1027.3	820.01	538.35	86.38
V (KN)	229.7	-165.6	-152.75	132.41	-111.34	-64.152
section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C
$\tau_u$ (MPa)	1.27	0.92	0.84	0.73	0.62	0.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	17.33	17.35	16.57	13.85	10.18	1.034
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	20.11	20.11	17.75	15.39	11.31	5.03
$N^{bre}$ /par face	10HA16	10HA16	5HA16 +5HA14	10HA14	10HA12	10HA8
S <sub>t</sub> (cm)	14	14	14	14	14	14
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.6	1.15	1.06	0.92	0.77	0.45
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab. V.29. Ferrailage du voile V<sub>x5</sub>=1.85m sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section m <sup>2</sup>	1.85×0.2	1.85×0.2	1.85×0.2	1.85×0.2	1.85×0.2	1.85×0.2
M(KN)	49.737	-47.342	17.844	19.609	29.559	86.075
N(KN)	1464.738	1346.75	1287.84	980.155	644.951	305.77
V (KN)	374.609	-213.147	141.703	121.196	108.911	46.046
section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.57	0.89	0.59	0.5	0.45	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	22.21	20.46	18.92	14.54	9.95	5.6
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	24.13	21.3	20.36	16.02	11.52	9.42

$N^{bre} / \text{face}$	12HA16	6HA16+ 6HA14	4HA16+ 8HA14	6HA14+ 6HA12	6HA12+ 6HA10	12HA10
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.97	1.12	0.74	0.64	0.57	0.24
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} \text{cm}^2$	2.26	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre} / \text{Plan}$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

**Sens y-y**

**Tab. V.30.** ferrailage le voile  $Vy1=2.05\text{m}$  sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section $\text{m}^2$	0.2×2.05	0.2×2.05	0.2×2.05	0.2×2.05	0.2×2.05	0.2×2.055
M(KN)	41.286	-103.531	2.8098	10.51	11.229	16.559
N(KN)	1664.97	1456.533	1409.706	1063.116	695.397	286.123
V (KN)	344.421	268.125	145.75	134.48	95.853	50.144
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.307	1.017	0.553	0.51	0.364	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	24.794	23.28	20.323	15.503	10.233	4.461
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15
$A_v^{adop}$	24.85	24.85	21.55	15.82	11.06	7.03
$N^{bre} / \text{face}$	7HA16 +7HA14	7HA16 +7HA14	14HA14	14HA12	14HA10	14HA8
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.63	1.27	0.69	0.64	0.45	0.24
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01
$N^{bre}$ barre	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

Tab. V.31. ferrailage le voile Vy2 = 1.6m sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section m <sup>2</sup>	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6
M(KN)	16.94	-146.131	-14.472	-16.449	-7.997	5.789
N(KN)	1809.738	1637.28	1596.786	1211.084	802.056	334.469
V (KN)	260.543	-204.612	-123.14	-128.603	-89.719	48.697
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.267	1.24	0.599	0.625	0.436	0.237
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23.019	23.89	20.29	17.853	11.745	4.964
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	24.12	24.12	21.3	18.48	13.56	9.48
N <sup>bre</sup> /face	12HA16	12HA16	6HA16 +6HA14	12HA14	12HA12	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.58	1.24	0.75	0.74	0.55	0.3
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01
N <sup>bre</sup> barre	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab. V.32. Ferrailage du voile Vy3=1.5m sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section m <sup>2</sup>	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	-30.811	5.827	53.241	56.775	53.66	49.2
N(KN)	1864.517	1645.067	1548.04	1202.179	791.1	341.59
V (KN)	-271.47	181.005	153.45	157.193	117.386	67.446
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.408	0.939	0.796	0.815	0.609	0.305
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23.383	20.709	20.682	16.446	12.972	6.325
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ cm <sup>2</sup>	24.12	21.3	21.3	18.48	13.56	9.48

$N^{bre}/\text{face}$	12HA16	6HA16 +6HA14	6HA16 +6HA14	12HA14	12HA12	12HA10
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.76	1.17	0.9	1.02	0.76	0.44
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.26	2.26	1.57	1.57	1.01	1.01
$N^{bre}/\text{plan}$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

Tab. V.33. Ferrailage du voile  $V_{y4} = 1.3\text{m}$  sur toute la hauteur.

Niveaux	S-Sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage
Section $\text{m}^2$	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3
M(KN)	-3.193	9.716	27.936	5.945	-5.62	-13.215
N(KN)	1393.215	1207.25	1129.724	863.549	554.724	219.353
V (KN)	213.09	125.674	109,818	104.32	-75.767	-38.969
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$\tau_u$ (MPa)	1.275	0.752	0.657	0.624	0.453	0.233
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	20.1	17.667	17.167	12.611	8.161	3.591
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v^{adop} \text{cm}^2$	22.11	17.75	17.75	15.39	11.3	7.9
$N^{bre}/\text{face}$	10HA16	5HA16 +5HA14	5HA16 +HA14	10HA14	10HA12	10HA10
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.59	0.94	0.82	0.78	0.57	0.29
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01
$N^{bre}/\text{plan}$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

Avec :

S.P.C : Section Partiellement Comprimée

S.E.C : Section Entièrement Comprimée

Exemples de schéma de ferrailage du voile RDC ( $V_{x2} = 1.25\text{m}$ )

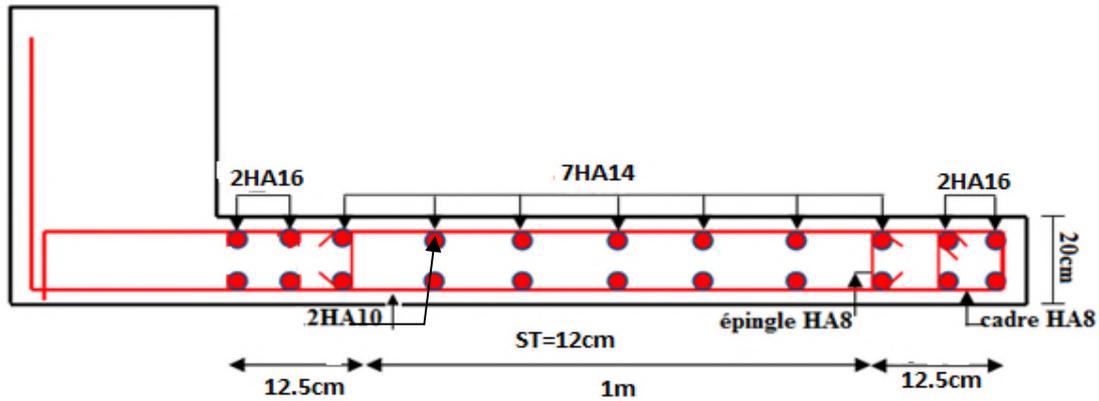


Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile RDC  $V_{x2}$

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2 et le minimum du RPA.

Les poutres sont ferrillées avec les sollicitations obtenues par le SAP2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

# *Chapitre VI*

## VI.1.Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

## VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire, la contrainte du sol est de **2.2 bars**.

D'après le *RPA99/V2003 (Article10.1.4.1)* les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :  $G + Q \pm E$        $0.8 \times G \pm E$

## VI.3. Eudes des fondations

### VI.3.1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la

vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N- L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenu par le SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.       $\bar{\sigma}_{sol} = 2.2bars$  : Contrainte admissible du sol.

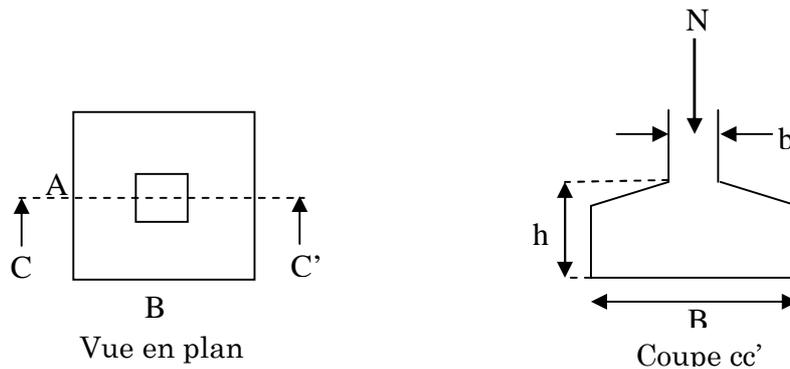


Figure VI .1.Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B

$$N = 2946,157 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  on remplace la

$$\text{valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B : } B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,65}{0,60} \times \frac{2,94615}{0,22}} = 3,81 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 3,52 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

**VI.3.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

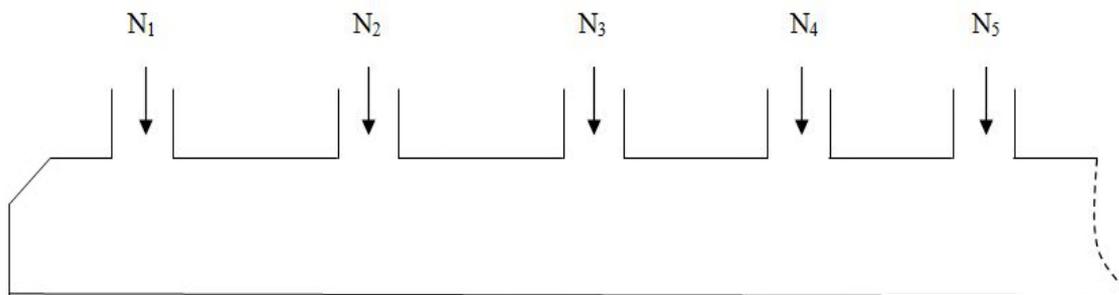


Figure VI.2.Semelle filante.

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 1713,45 \text{ KN} ; N_2 = 2601,53 \text{ KN} \\ N_3 = 2946,157 \text{ KN} ; N_4 = 2762,713 \text{ KN} \\ N_5 = 2426,227 \text{ KN} ; N_6 = 2176,54 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 21109,537 \text{ KN}$$

$$N_7 = 2578.62 \text{KN} ; N_8 = 2412.83 ; N_9 = 1491.47 \text{KN}$$

Poids estimé de la semelle :  $N_s = 5 \times 20 \Rightarrow N_s = 87.75 \text{KN}$

Poids totale de la structure :  $N = N_s + \sum N_i = 21197.287 \text{KN}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{21,19537}{0.22 \times 28.9} = 3.34 \text{m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 3.34m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

### VI.3.3. Vérification du radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importante.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

#### VI.3.3.1. Pré dimensionnement

##### ❖ La condition de coffrage

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est  $L_{\max} = 4,45 \text{m}$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{445}{10} = 45,5 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60 \text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{445}{20} = 22,25 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_r = 30 \text{cm}$$

##### ❖ Vérification de condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un bon sol, donc  $K= 12 \text{ Kg/cm}^3$ .

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN / m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $1\text{ml}$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t \geq 0.897\text{m}$ .

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.90\text{m} \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.30\text{m} \text{ Pour le radier.}$$

❖ **La surface du radier :**

$$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.3 \times 516.26 = 3891.56 \text{KN}$$

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{ser}} + P_{\text{rad}} = 77932.025 + 3894.56 = 81826.587 \text{KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{81.826}{0.22} = 369.663 \text{m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{\text{bat}} = 516.26 \text{m}^2$ .

Donc est un radier général sans débord.

**VI.3.3.2. Vérifications nécessaires**

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.6 + 0.65 + 2 \times 0.90) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6.1\text{m}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ( $Q_u = 2946.15 \text{KN}$ )

$$\text{Donc : } Q_u = 2946.157 \text{KN} < 0.045 \times 6.1 \times 0.90 \times \frac{25000}{1.5} = 4117.5 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte du sol**

**Sens x-x**

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N': Poids totale de la structure :

$$N' = N_s + P_{\text{radier}} \Rightarrow N' = 77932.025 + 3891.56 = 81826.587 \text{KN}$$

M<sub>Y</sub>, M<sub>X</sub>: Moments sismique à la base.

D'après les calculs, on a les caractéristiques suivantes

$$I_{xx} = 19032.765 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 12.42 \text{ m} \qquad I_{yy} = 32891.34 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.64 \text{ m}$$

$$M_x = 64357.88 \text{KN.m et } M_y = 66993.94 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.587}{516.26} + \frac{64357.88 \times 9.64}{19032.765} = 191.095 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.587}{516.26} - \frac{64357.88 \times 9.64}{19032.765} = 125.90 \text{KN} / \text{m}^2$$

σ<sub>max</sub> et σ<sub>min</sub> sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut

vérifier :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$

$$\sigma_m = \left( \frac{3 \times 191.095 + 125.9}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1747 \text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.22 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le sens x-x.

**Sens y-y**

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.587}{516.26} + \frac{66993.94 \times 12.42}{32891.34} = 183.796 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.587}{516.26} - \frac{66993.94 \times 12.42}{32891.34} = 133.2 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left( \frac{3 \times 183.796 + 133.2}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1711 \text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.22 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x :  $e = \frac{64357.88}{81826.587} = 0.786m < \frac{28.9}{4} = 7.225m$  ..... Vérifiée
- Sens y-y :  $e = \frac{66993.94}{81826.587} = 0.8187m < \frac{22.7}{4} = 5.675m$  ..... Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 3m).

$\gamma_w$  : Poids volumique d'eau ( $\gamma_w = 10KN/m^2$ ).

$106967.44KN \geq 1.5 \times 3 \times 516.26 \times 10 = 23231.7KN$  ..... C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa)$$

On considéré une bande de largeur b = 1ml.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{106976.44 \times 4.45 \times 1}{2 \times 516.26} = 461.05KN$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27cm$$

$$\tau_u = \frac{373.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 1.707MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa$$
 ..... Condition vérifiée

**VI.3.4.Ferraillage**

**VI.3.4.1. La dalle 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 ferraillage pour tout le radier de dimension :

$L_x = 4.30m$  ;  $L_y = 4.45m$ , On fait le calcul pour une bande de 1 m.

• **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{106967,44}{516.26} \Rightarrow q_u = 207.19KN / m^2$$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.966 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe1)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 153.62 KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 139.67 KN.m \end{cases}$$

Moments en travées :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 130.57 KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 118.72 KN.m \end{cases}$

Moments en appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -76.81 KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.30) m^2$ .

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

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $h_r = 30cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.966$  ;  $d = 0.27 cm$

- En appui :  $A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 cm^2$

- En travée :  $\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 2.808 cm^2 \\ A_y^{min} = 2.4 cm^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures**

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 13.86 cm^2 > 3.85 cm^2$  ..... C'est vérifiée.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailages du radier.**

Sens		M (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	130.57	14.8	2.808	10HA14 = 15.4	10
	Appui	-76.81	8.44	3.26	8HA12 = 9.04	12.5
Sens y-y	Travée	118.72	13.35	2.4	09HA14 = 13.86	12
	Appui	-76.81	8.44	3.26	8HA12 = 9.04	12.5

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa. \\ V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} = 296.97 KN. \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 184.104 KN. \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 296.97 KN$$

$\tau_u = \frac{296.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.099 MPa < 1.25 MPa$  ..... C'est vérifié

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{77932.02}{516.26} \Rightarrow q_s = 150.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 150.95 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\rho = 0.966 \Rightarrow v = 0.2 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{matrix} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 132.292 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 124.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 112.44 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 105.536 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -66.146 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \times \eta) = 201.63 \text{ MPa Avec :}$$

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.**

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	112.44	9.09	99134	10.257	302.88	Non vérifiée
	Appui	-66.146	7.3	65592	7.326	296.13	Non vérifiée
y-y	Travée	105.53	8.718	91573	9.989	314.18	Non vérifiée
	Appui	-66.146	7.3	65592	7.326	296.13	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.3. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	xx	8HA20	25.12	10.54	140827	8.72	190.07	12.5
	yy	10HA16	20.10	10.54	13047	8.476	198.542	10
Appui		9HA14	13.86	8.71	91573	6.26	196.92	12

• Schéma de ferrailage du radier

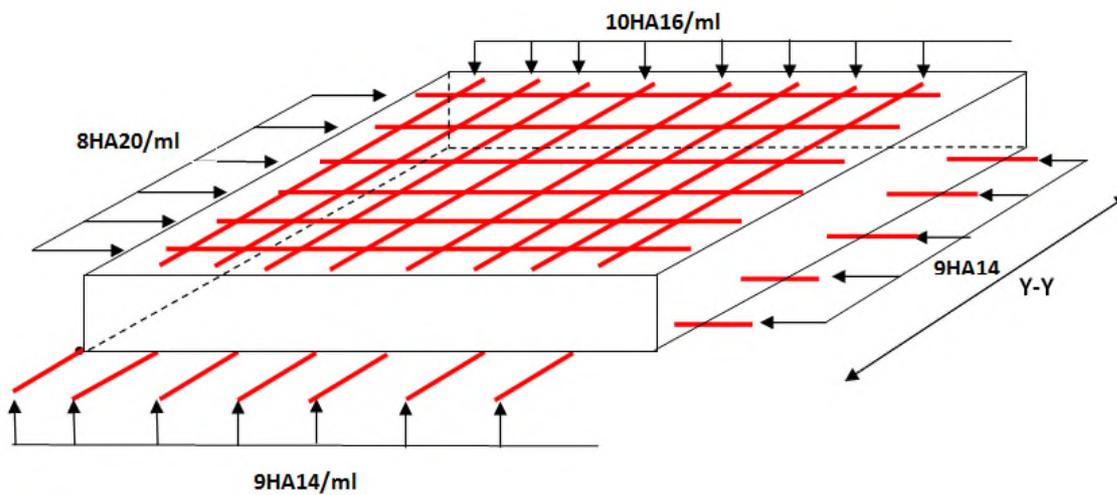


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI.3.4.2. Calcul des nervures

• Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire :  $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :  $P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$q_u = 207.19 \text{KN/m}^2$  ;  $q_s = 150.95 \text{KN/m}^2$

• **Calcul des sollicitations**

**Moments aux appuis**

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

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

• **Moments en travée**

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

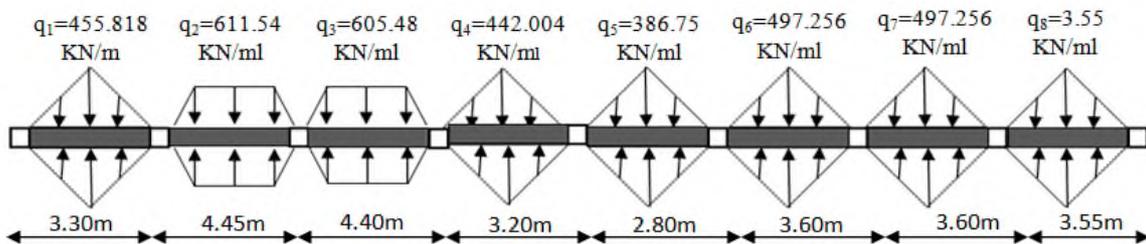
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max :  $V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

**Sens x-x**  $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$  ;  $P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$  ;  $P = P_1 + P_1'$

• **Sens longitudinal (x-x)**



**Figure.VI.4.** Charges transmises aux nervures longitudinales de radier

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.4.** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.3	3.3	455.818	0	-894.667	1.61	455.212
B-C	4.45	3.55	611.54	-894.667	-897.29	2.22	617.898
C-D	4.40	3.52	605.48	-897.29	-654.47	2.29	691.85
D-E	3.20	2.56	442.004	-654.47	-288.295	1.859	109.194

E-F	2.8	2.24	386.75	-288.295	372.82	1.32	49.635
F-G	3.6	2.88	497.256	-372.82	-485.228	1.737	377.51
G-H	3.6	2.88	497.256	-485.228	-618.71	1.725	254.968
H-I	3.55	3.55	490.34	-618.71	0	2.064	425.609

❖ **Sens y-y**

• **Sens transversal y-y:**

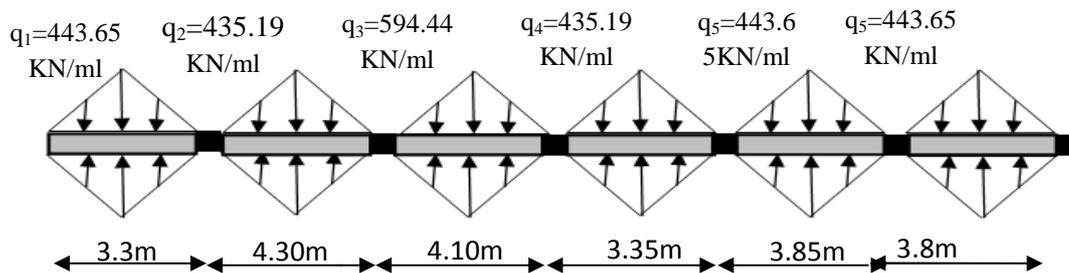


Figure.VI.5.Charges transmises aux nervures transversales de radier

Tableau VI.5.Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.3	3.3	455.818	0	-707.952	1.24	258.053
B-C	4.3	3.44	593.94	-707.952	-773.143	2.124	632.39
C-D	4.1	3.28	566.32	-773.143	-646.282	2.11	481.113
D-E	3.35	2.68	462.72	-646.282	-577.904	1.706	317.893
E-F	3.85	3.08	531.78	-577.904	-758.188	1.837	319.304
F-G	3.8	3.8	524.88	-758.188	0	2.209	522.298

Tableau VI.6.Sollicitations de la nervure du radier dans les deux sens à L'ELS.

Localisation	Travée		Appui	
	x-x	y-y	x-x	y-y
$M_s$ (KN.m)	504.975	460.73	653.624	563.281
V(KN)	1349.237			

❖ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

**Sens y-y**

$$h=0.90m$$

$$h_0=0.30m$$

$$b_0=0.65m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.4}{10}; \frac{2.2}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.35; 1,1)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.35m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.25m$$

**Sens x-x**

$$b_0=0.60m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.7}{10}; \frac{2.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.35; 1,1)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.25m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.1m$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

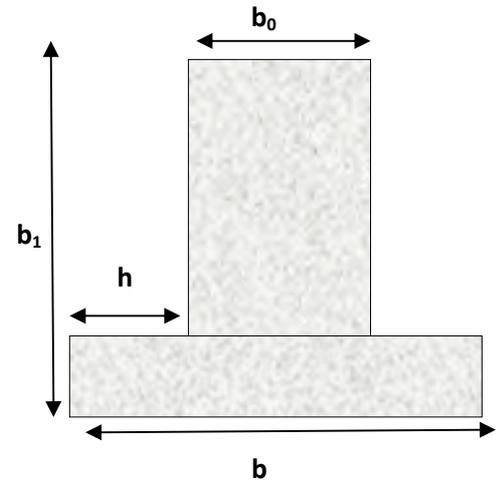
**Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage de la nervure du radier.**

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	691.88	23.56	11.55	5HA25=24.55
	Appui	897.321	30.84	11.55	6HA25+2HA20=35.74
y-y	Travée	632.39	21.4	13.13	5HA25=24.55
	Appui	773.14	26.32	13.13	6HA20+2HA25=28.66

- **Vérifications à l'ELU :**
- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous



**Figure VI.6. Section à ferrailer.**

**Tableau VI.8.** Vérification de l'effort tranchant de la nervure du radier.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1392.94	1.455	2.5	Vérifiée
Sens X-X	129213	1.188	2.5	Vérifiée

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9.** Résumé des résultats des contraintes de la nervure.

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KNm)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	504.07	4.61	15	233.508	201.63
	Appui	653.722	5.45	15	171.52	201.63
Y-Y	Travée	460.73	4.61	15	233.508	201.63
	Appui	563.281	5.303	15	245.94	201.63

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de ferrailage.

**Tableau VI.10.** vérification du résultat des contraintes de la nervure.

Localisation		Choix par (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ (MPa)
X-X	travée	7HA25	34.37	24.25	1.78	185.84
	appui	6HA25+4HA20	42.02	26.36	6.07	198.91
Y-Y	travée	5HA25+2HA20	30.83	21.94	4.216	187.537
	appui	6HA25+2HA20	35.74	23.36	4.87	198.96

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 110; 20) = 20 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Schéma de ferrailage :

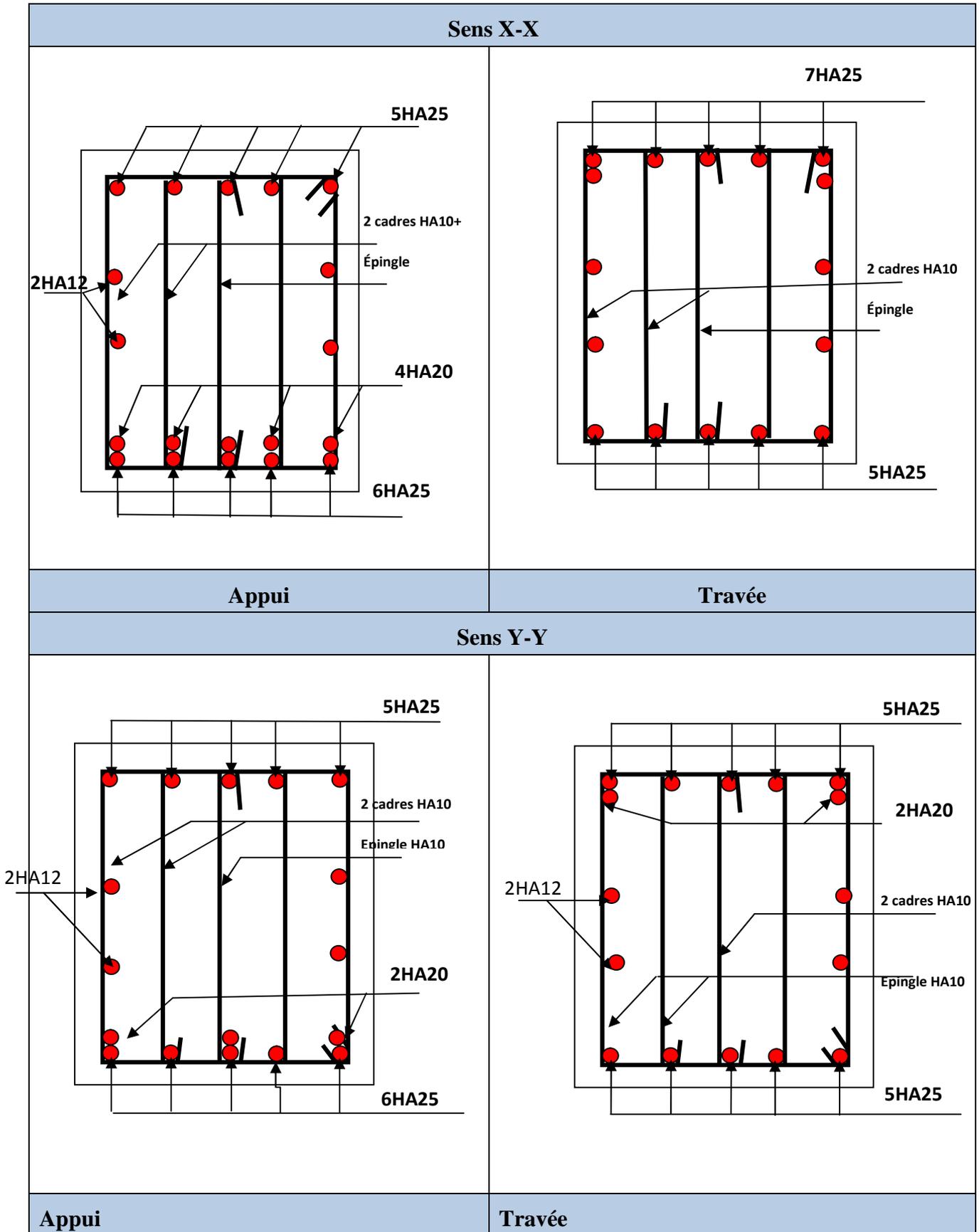


Fig.VI.7. Schéma de ferrailage des nervures

#### VI.4. Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles**
  - La hauteur h= 3.74m
  - La longueur L=4.45m
  - L'épaisseur e=20cm
- **Caractéristiques du sol**
  - Le poids spécifique :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
  - L'angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$
  - La cohésion : c = 0.38 bars
- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$A/. \text{ La poussée des terres : } G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } c = 0.38 \text{ bar} \Rightarrow G = -18.06 \text{ KN/m}^2$$

#### Remarque :

On peut en déduire que le sol peut se maintenir en équilibre, donc il n'exerce aucune pression sur le mur, cependant nous préférons faire un calcul défavorable en négligeant l'effet de la cohésion et en prend C=0.

$$G = 3.74 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 30.35 \text{ KN / m}^2$$

#### B/. Surcharge accidentelles

Selon le plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer, on prévoit le calcul de notre voile en tenant compte d'une surcharges q=10KN/m<sup>2</sup>.

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.05 \text{ KN / m}$$

- **Ferraillage du voile périphérique**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

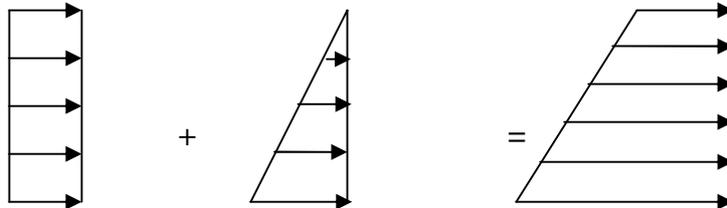
#### A L'ELU

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 30.35 + 1.5 \times 4.05 = 47.04 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.05 = 6.07 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma(Q) = 6.07 \quad \sigma(G) = 0 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 6.07 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma(Q) = 6.07 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma(G) = 40.97 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 47.04 \text{ KN/m}^2$$

Fig.VI.8. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

❖ **Ferraillage du voile :**

Pour le ferraillage, on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$b=100\text{cm} \quad , \quad L_x=3.74\text{m} \quad , \quad L_y=4.45\text{m} \quad , \quad e=20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 26.61 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 17.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 22.61 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 15.1 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 13.3 \text{ kN.m}$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tab.VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée x-x	22.61	0.046	0.058	0.175	3.52	2	4HA12 = 4.52
Travée y-y	15.1	0.031	0.039	0.177	2.32	2	4HA10 = 3.14
Appuis	12.64	0.027	0.034	0.178	2.04	2	4HA10 = 3.14

• **Espacement des armatures**

Sens x-x:  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

Sens y-y :  $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

✓ **Vérifications**

**A L'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.84 > 0.4$$

$$e \geq 12\text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE 400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.84) \times 100 \times 20 = 1.728\text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{ cm}^2$$

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

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

• **A L'ELU**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{ MPa} \quad (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{36.8 \times 3.74}{2} \times \frac{4.45^4}{3.74^4 + 4.45^4} = 45.9\text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{36.8 \times 4.45}{2} \times \frac{3.74^4}{3.74^4 + 4.45^4} = 27.25\text{ KN}$$

$$V_{\max} = 45.9\text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{45.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \\ \Rightarrow \tau_U = 0.25\text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.25\text{ MPa} \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **A I'ELS**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 34.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\longrightarrow q_s = \frac{\sigma_{\min} + 3 \times \sigma_{\max}}{4} = 26.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \mu_x = 0.0586 \text{ et } \mu_y = 0.7655$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 21.97 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 16.23 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{tx} = M_{0x} \times 0.85 = 18.67 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{ty} = M_{0y} \times 0.85 = 13.79 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{appui} = M_{0x} \times 0.5 = 10.98 \text{ KN} . \text{m}$$

• **Vérification des contraintes**

• **Travée x.x :**

On doit vérifier  $A_{st}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

• **Contraintes dans le béton :**

Après calcul en trouve :

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

$$I = 15375.61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.01867 \times 0.043}{15375.61 \times 10^{-8}} = 5.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

**Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 249.5 MPa$$

la fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 MPa$$

Avec :  $\eta=1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$  ..... Condition non vérifiée, donc on va

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI.12. Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique.**

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observations
Travée x-x	18.67	4.3	15375.61	5.22	249.53	Non Vérifiée
Travée y-y	13.79	3.67	11319.62	4.92	315.2	Non Vérifiée
Appuis	10.98	3.67	11319.62	3.97	231.4	Non Vérifiée

❖ **Redimensionner la section des aciers :**

- Travée x-x :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{18.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 201,63} = 2,9 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha=0.287$

$$A_{st} = 6.91 cm^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI.13. vérification des résultats des contraintes du voile périphérique.**

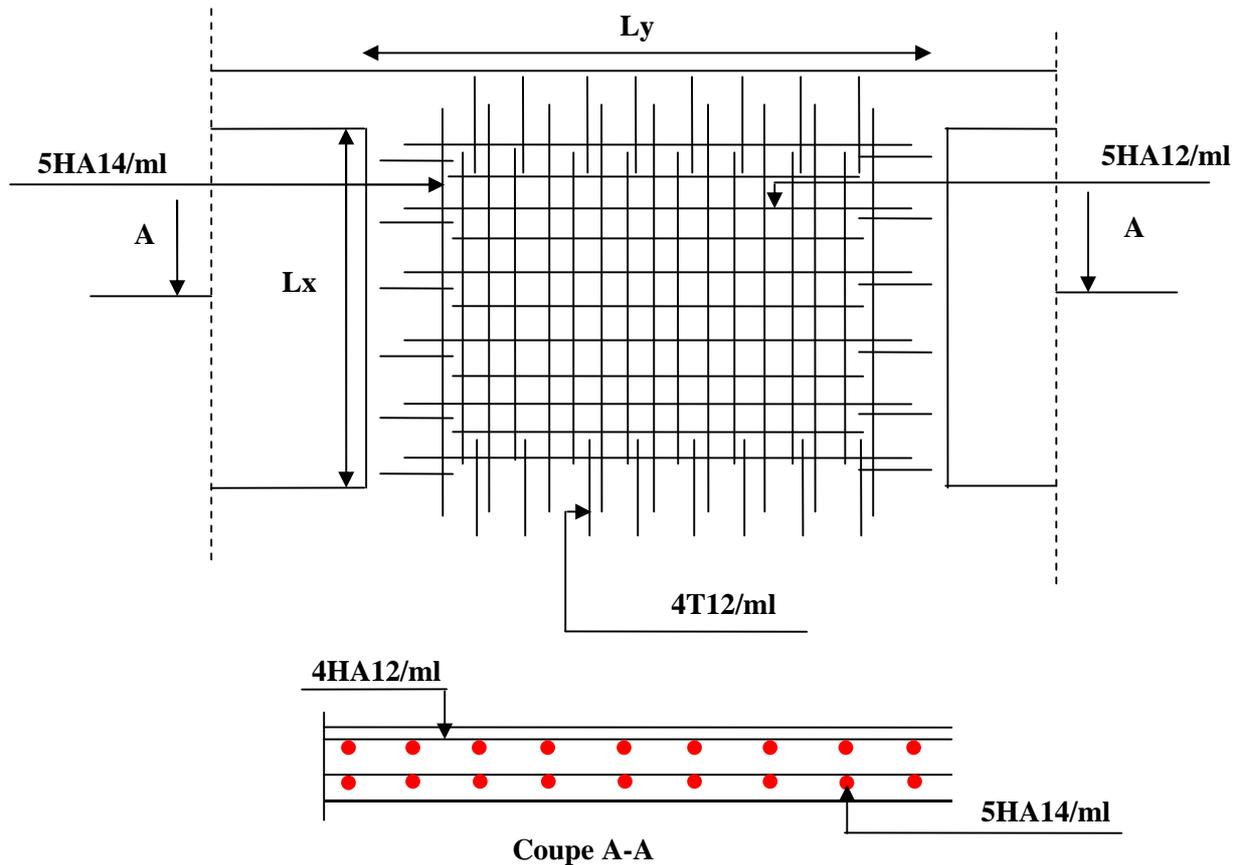
Sens	$\alpha$	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée x-x	0.287	201.63	$2,9 \times 10^{-3}$	6.91
Travée y-y	0.255	201.63	$2,65 \times 10^{-3}$	5.23
Appuis	0.23	201.63	$2,04 \times 10^{-3}$	3.98

$$A_t^x = 5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_t^y = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Schéma de ferrailage du voile périphérique :**



**Figure VI.9.** Schéma de ferrailage de voile périphérique

### VI.5. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

***Conclusion***

***Générale***

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études consiste l'étude d'un bâtiment R+11+sous-sol contreventé par voiles -portiques, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000V/14).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accident, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant. Pour ces raisons on a mis des voiles sans ouvertures, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds est plus importante de tous à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- $\Delta$ .

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à leur tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Une démarche de conception parasismique dans la construction doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- Contrôle des matériaux et mise en œuvre soignée de la construction.
- Une bonne conception.

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et master I année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# ***Annexes***

## Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

		$u/L_x$ $v/L_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

### Annexe 3

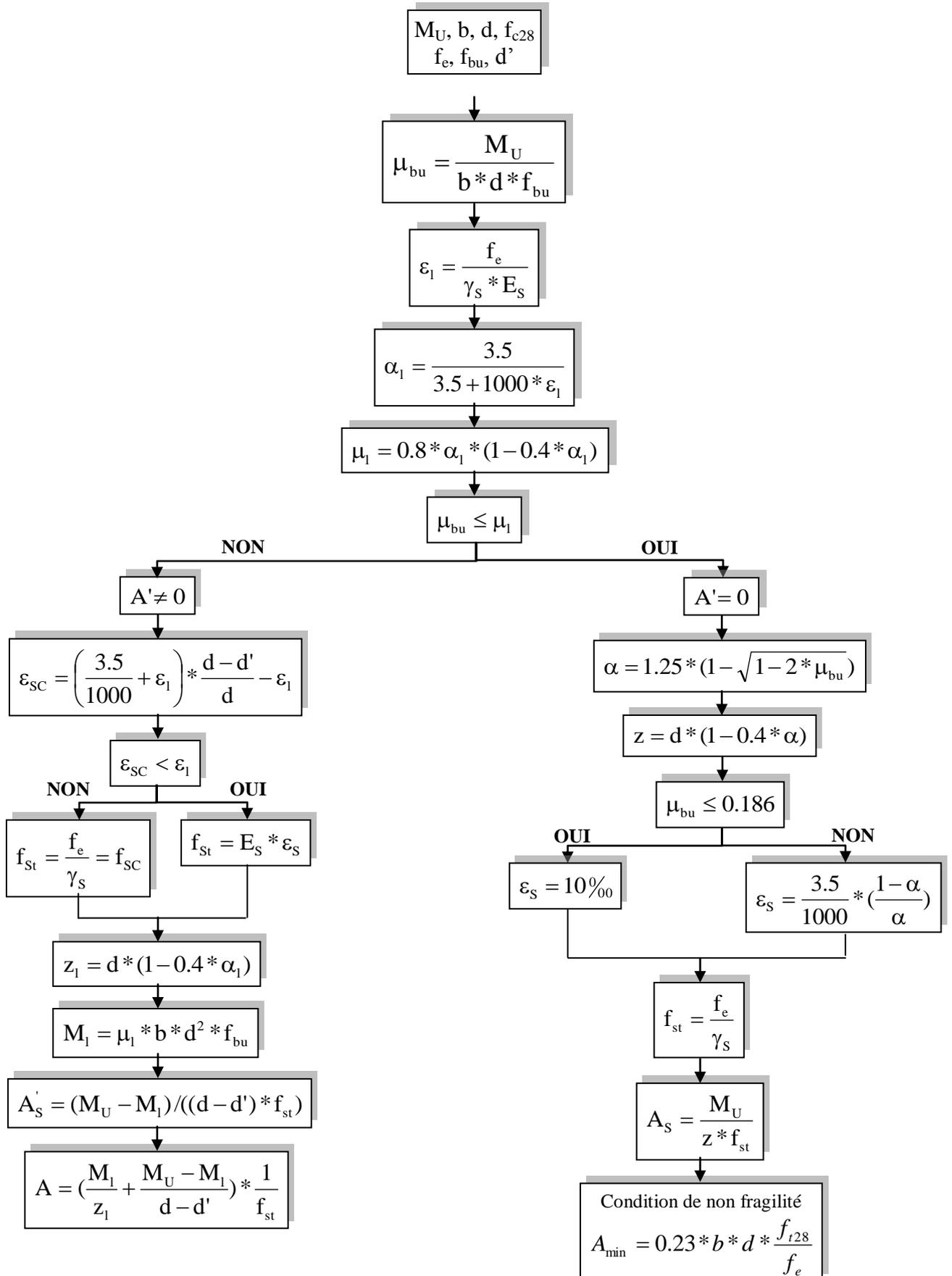
Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

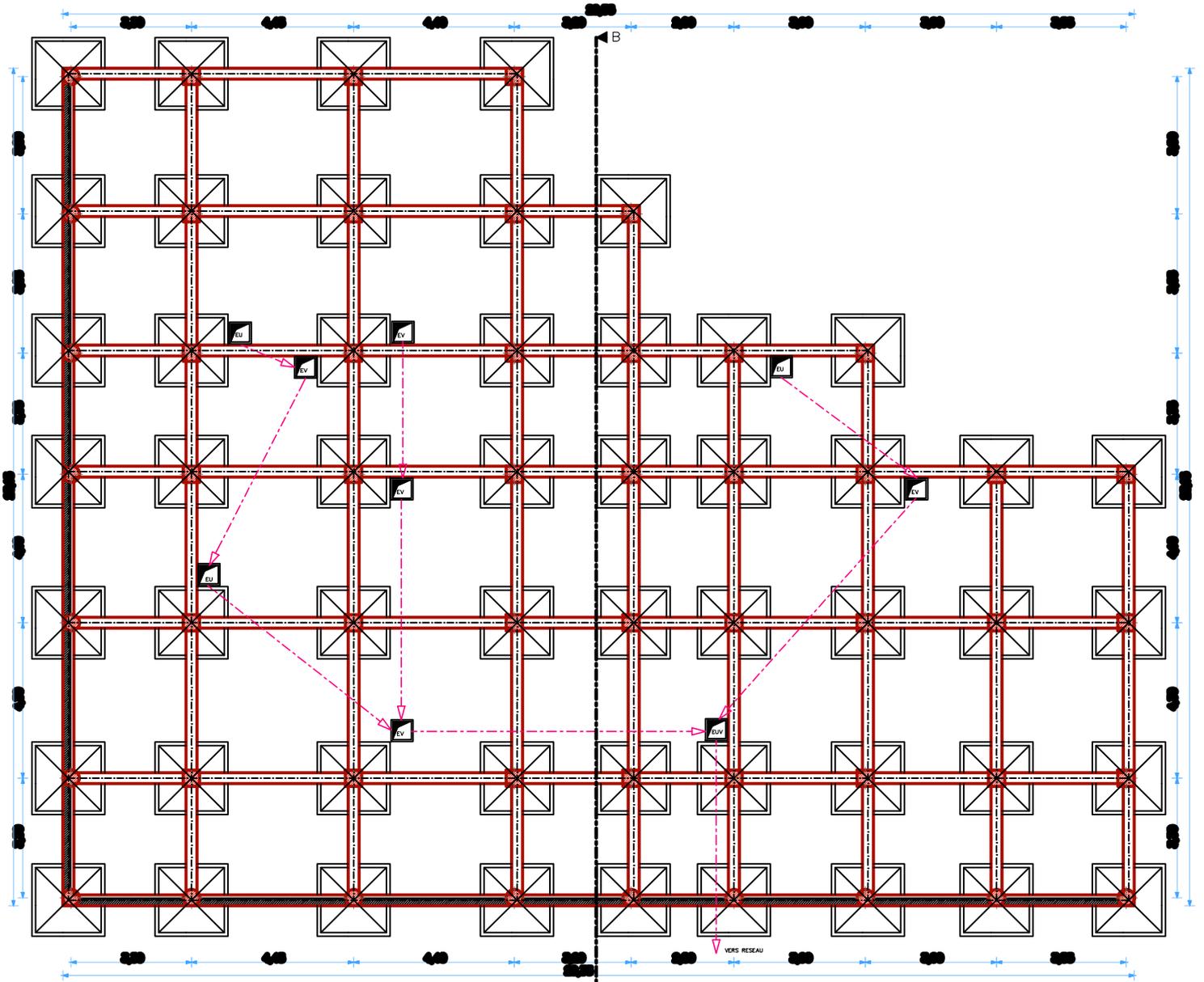
<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 4

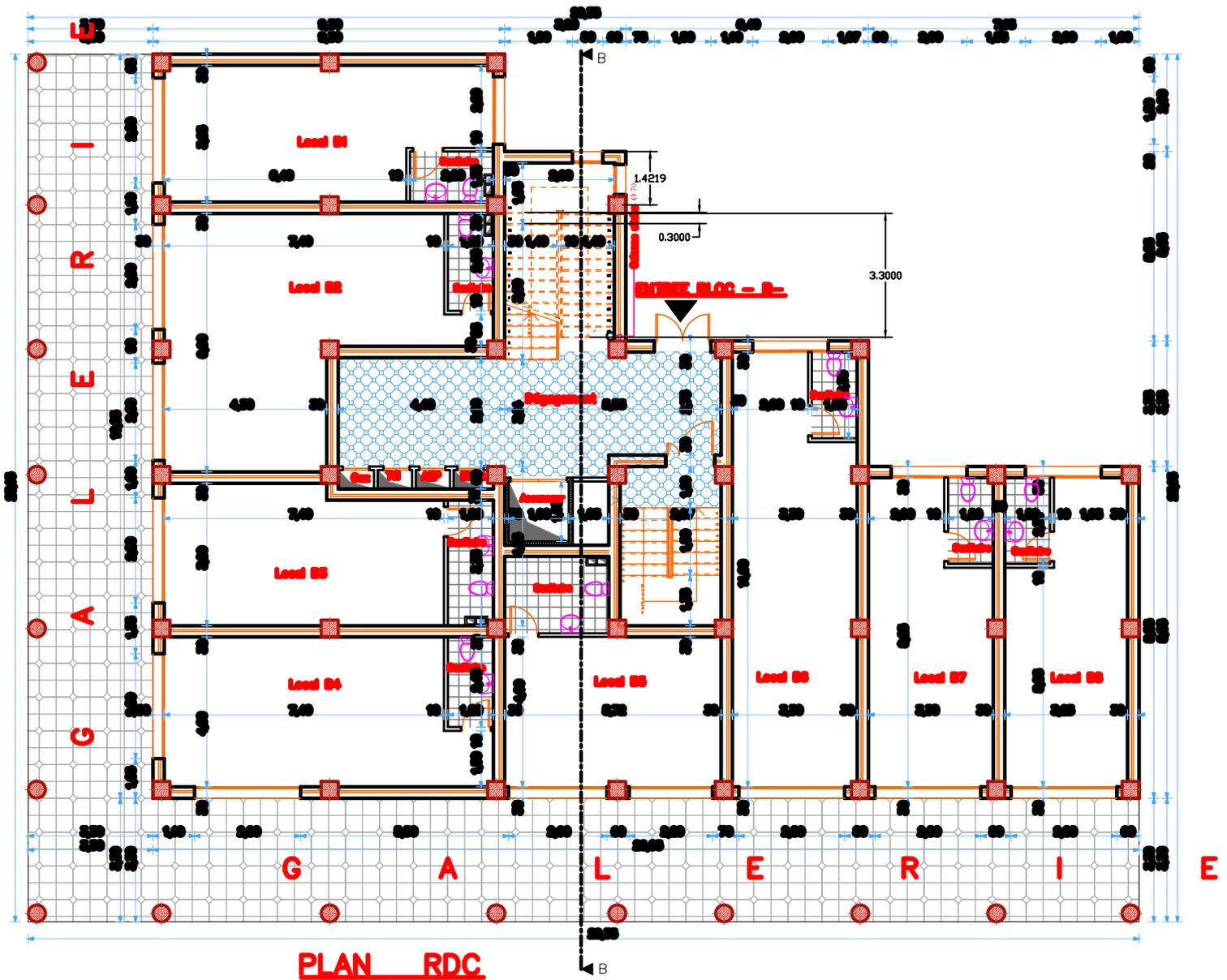
### Flexion simple : Section rectangulaire

#### Calcul à l'ELU



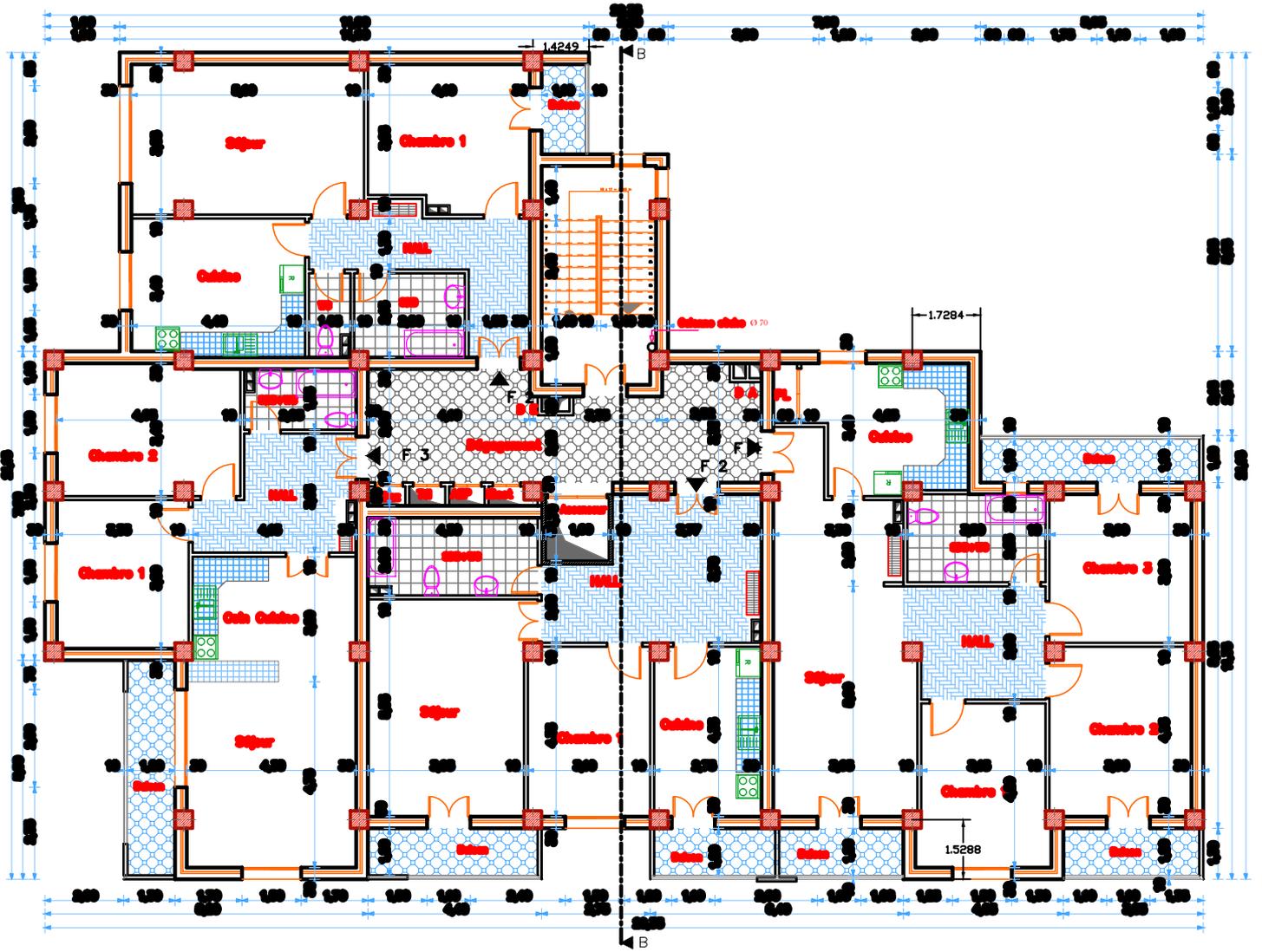


**PLAN DE FONDATIONS**



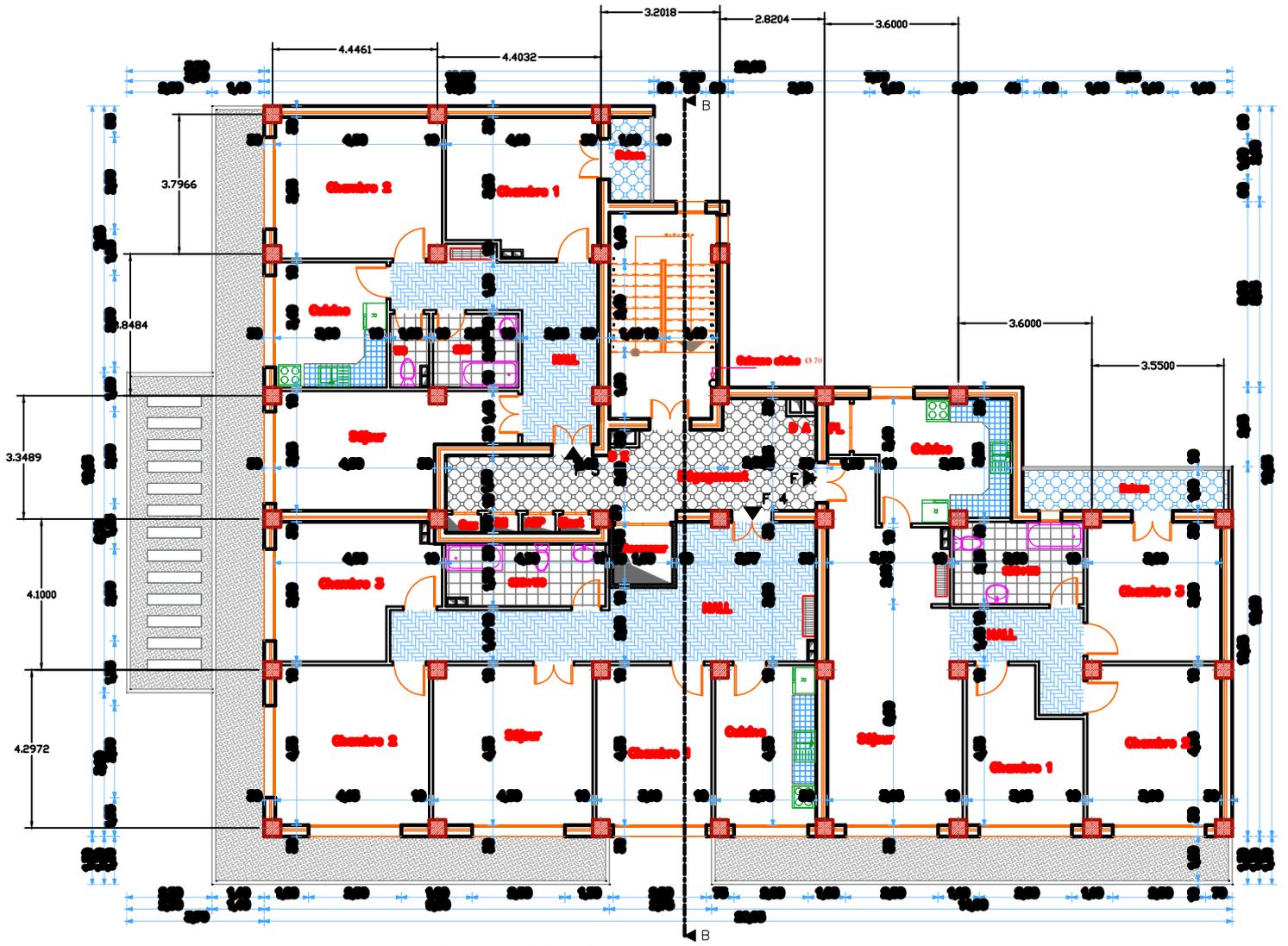


**PLAN ETAGE 1**

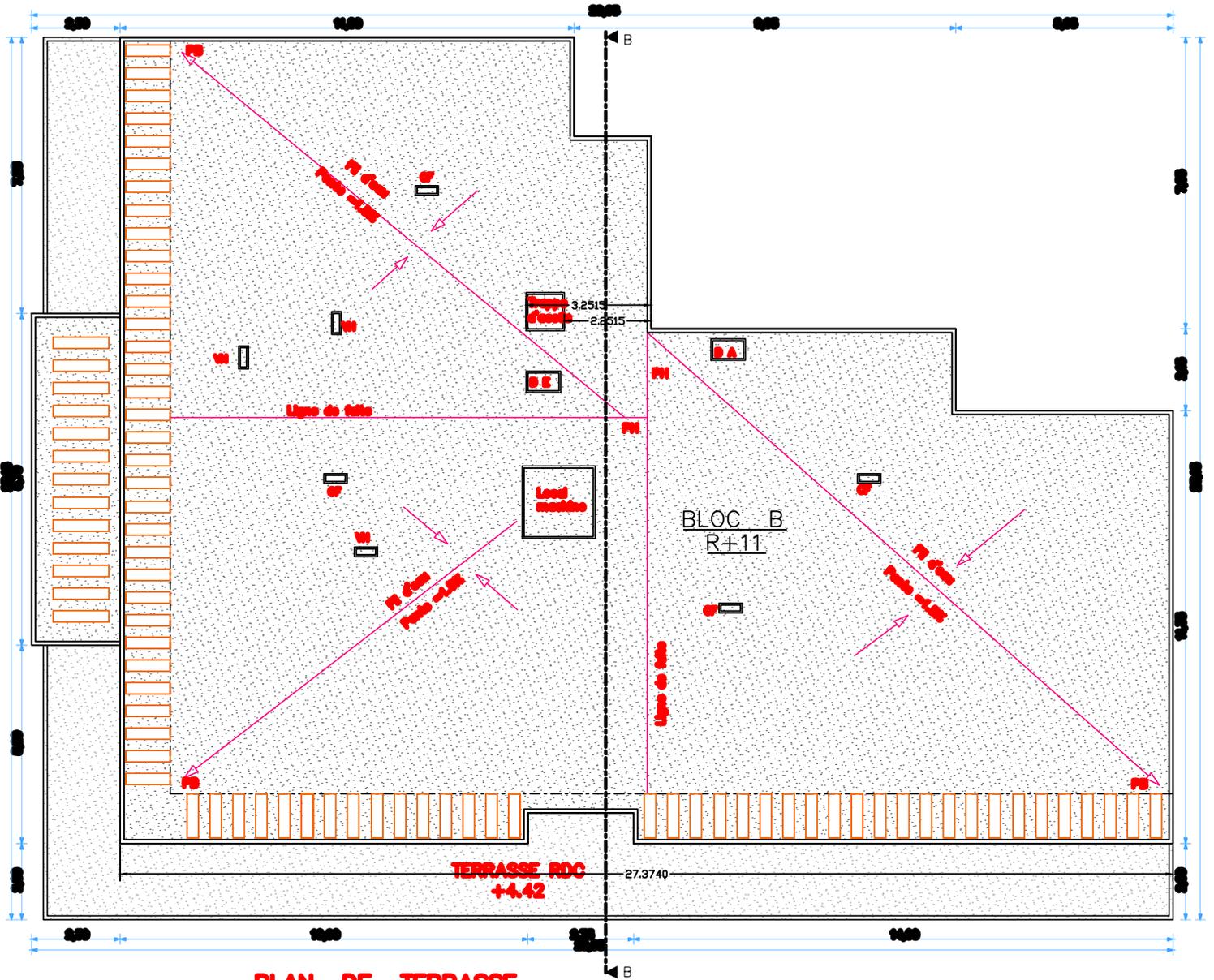


**PLAN ETAGE COURANT**  
**(2,3,4,5,6,7,8 et 9)**

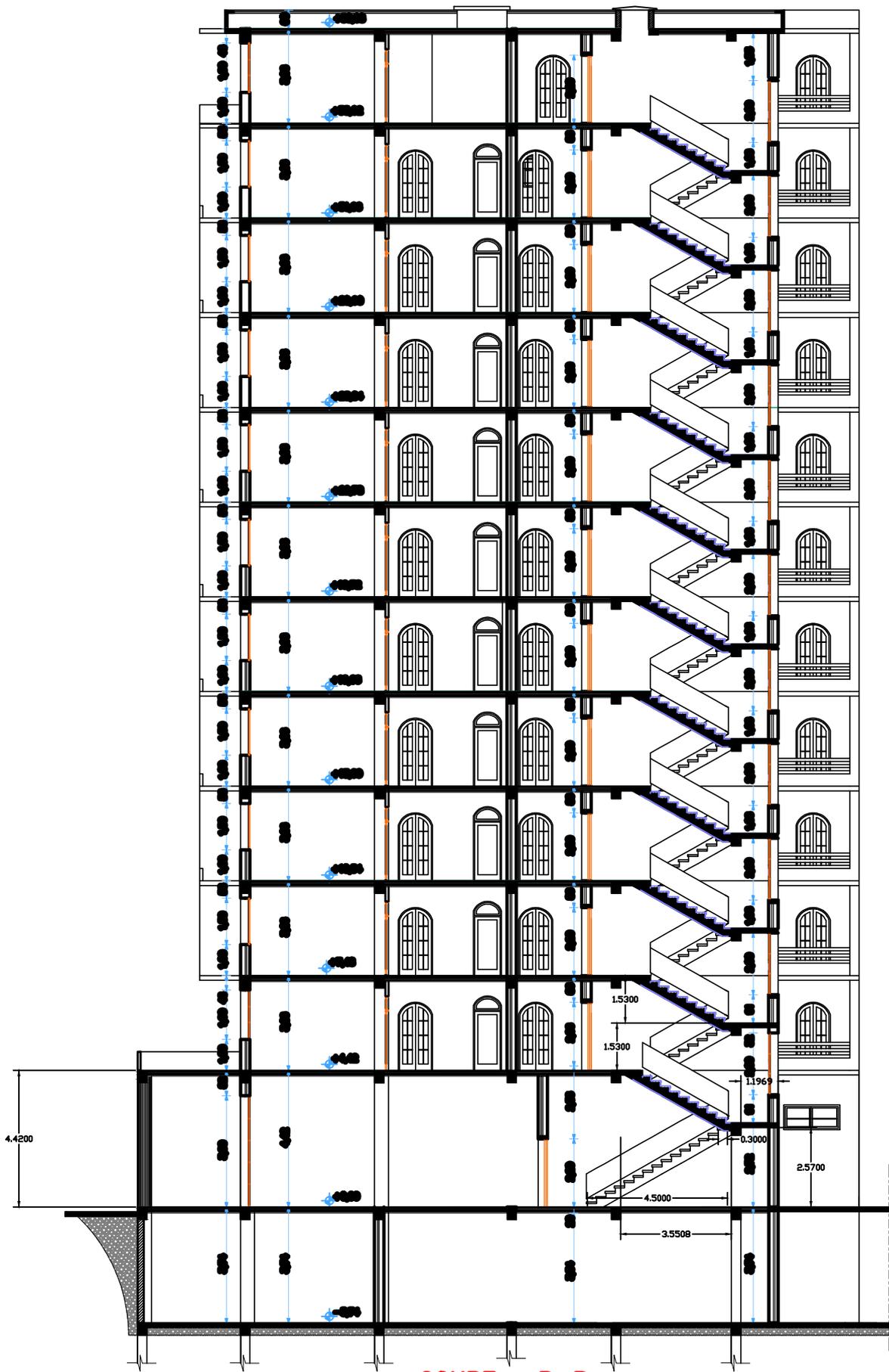




**PLAN ETAGE 11**



**PLAN DE TERRASSE**



**COUPE B-B**