

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE ABDERAHMANE MIRA-BEJAIA



FACULTE : TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

## Mémoire De Fin D'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil*

*Option : Structures*

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9+ entre-sol) à usage d'habitation  
contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques)**

Présenté par:

**IHADJAREN LYNDA  
ABDERRAHMANE LYNA**

Promoteur:

**Mr: MEZIANI.B**

Membres de jury :

**Mme: ATTIL**

**Mr: BOUKELLOUDA**

**Promotion : 2019 / 2020**

# *Remerciements*

*Pour commencer on dédie nos remerciements les plus distingués et louange au bon Dieu tout puissant qui nous a donné la patience et la volonté de croire en nos capacités*

*On tient à adresser l'expression de notre respectueuse et profonde considération à notre promoteur meziani.B, qui a fait preuve d'une indéniable compréhension et soutiens, on le remercie pour son encadrement de qualité, ses orientations, et pour la confiance qu'il nous à accordé tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*On souhaite également exprimer notre profonde considération aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tout les enseignants qui nous ont formé.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous*

*Encouragent de prêt ou de loin*

*Lyna et Lynda*

# *Dédicace*

*Un immense merci a Dieu de m'avoir permit d'achevé ce travail en toute confiance*

*Aux deux amours de ma vie mes très chers parents qui sans eux je n'aurai guère eu la volonté ni la patience, merci pour tous ce que vous m'avez inculqué, l'amour inlassable, et tous que vous avez consenti pour mon bien être, mon instruction et ma réussite, vos encouragements sont le pilier fondateur de se que je suis.*

*A mes précieuses sœurs Chanez, Sissi, INES, Lydia que j'aime tant un grand merci d'être dans ma vie j'espère que vos vies seront jalonnées de félicité.*

*A mes grands parents merci d'avoir tant prier pour ma réussite et mon épanouissement je vous souhaite une longue vie.*

*A toute ma famille et mes proches de près ou de loin.*

*A mes chers amis et cousins merci d'avoir été à mes cotés et de m'avoir soutenu, pour tous nos beau moment et rigolade : merci, Yacine, Amel, Thiziri, Yasmine, Nadjete, thiziri, Zahir, Nessrine*

*Ainsi que tous mes amis et camarades de ma promotion*

*Lyna*

# *Dédicaces*

*El hamdou li allah qui m'a tous donné et à lui seul que reviennent le grand mérite et la reconnaissance ;*

• *A mon père que j'aime beaucoup; qui était comme témoignage de ma reconnaissance pour ses efforts dont je serais toujours redevable et l'intérêt qu'il n'a jamais cessé de porter à mes études. Dieu te prêter longue vie;*

• *A la personne devant laquelle tous les mots de l'univers sont incapables d'exprimer ;à ma douce **maman** ; qui s'est sacrifiée pour mon éducation et ma réussite. Puisse ce travail être la récompense de tes soutiens moraux, Que Dieu te garde et t'accorde santé et bonheur pour que tu restes la splendeur de ma vie;*

• *A mon unique frère **Sofiane** le plus aimable et compréhensif frère qui puisse exister qui était toujours disponible, il m'a toujours soutenu, orienté et conseillé pour un travail universitaire de qualité et bien raffinée, je suis reconnaissante pour tous les sacrifices, ton soutien moral et pour tous ce que tu as fait pour moi, merci ;*

• *A ma tendre tante **Soraya** ;l'amour et l'affection que je porte pour toi ne sauraient être exprimés en quelques lignes ,puisse dieu te garde, te procure santé, joie et bonheur ;*

• *Mon profond remerciement sera adressé à mon ami **Yacine idoughi** qui a été toujours a mes cotés, par ses encouragement et son aide pour la réalisation de ce mémoire ; je leurs serai éternellement reconnaissante ;*

• *A ma belle sœur **Sarah**, merci pour ta gentillesse ,ton soutien et pour ton aide, ta bonne écoute ;*

• *A toute ma famille **IHADJAREN** et **KHELOUFI** qui m'a soutenu ;*

• *A vous **Celina** ,**Lyes** ,**Assirem** ,**farah** je vous dit merci ;*

• *A tous mes cousins et cousines, mes proches et amis que je connais de près ou de loin.*

*Lynda*

# **Table des matières**

## Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2. Caractéristique de la structure .....	3
I.2.1. Caractéristique géotechniques .....	3
I.2.2. Données géotechnique du site .....	3
I.2.3. Description structurale.....	3
I.3. Choix systèmes de contreventement .....	3
I.4. Règlement et normes utilisés.....	4
I.5. Caractéristiques des matériaux .....	4
I.6. Hypothèses de calcul aux états limites .....	5

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

#### Partie I

II.1. Pré -dimensionnement des éléments.....	6
II.1.1. Pré-dimensionnements des éléments secondaires.....	6
II.1.1.1. Plancher à corps creux .....	6
II.1.1.2. Dalle pleine.....	8
II.1.1.3. Les Escaliers .....	9
II.1.1.4. L'Ascenseur.....	13
II.1.1.5. L'Acrotère.....	13
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	14
II.1.2.1. Les poutres.....	14
II.1.2.2. Les voile .....	15
II.1.2.3. Les poteaux.....	16
II.1.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges .....	16

II.1.2.3.2. Descente des charges.....	18
II.1.2.3.3. Vérification du poteau le plus sollicité (D4).....	23

## **Partie II**

II.2 : Etude des éléments secondaire.....	26
II.2.1. Plancher à corps creux.....	26
II.2.2.1. Etude du plancher étage courant .....	30
II.2.2.2. Plancher terrasse inaccessible .....	36
II.2.2.3. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	40
II.2.2.4. Ferrailage de la dalle de compression .....	40
II.2.2. Dalle pleine.....	41
II.2.2.1. Les sollicitations.....	41
II.2.2.2. Ferrailage de la dalle pleine .....	41
II.2.2.3. Schéma de ferrailage .....	43
II.2.3. Etude de l'escalier.....	44
II.2.3.1. Calcul des sollicitations dans l'escalier.....	44
II.2.3.2. Ferrailage des escaliers.....	45
II.2.3.3. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	48
II.2.3.4. Calcul de la poutre palière.....	49
II.2.3.4.1. Les sollicitations sur la poutre palière.....	50

## **Chapitre III : Etude dynamique**

III.1. Modélisation de la structure .....	56
III.1.1. Description de ETABS .....	56
III.1.2. Modélisation .....	56
III.2. Méthode de calcul .....	57
III.2.1. Présentation de la méthode choisit .....	58
III.3. Résultats obtenus .....	60
III.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99 V2003 .....	62

III.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	62
III.4.2. Justification de l'interaction voiles-portiques .....	63
III.4.3. Justification de l'effort normal réduit .....	64
III.4.4. Justification vis-à-vis des déplacements entre étages .....	65
III.4.5. Justification vis-à-vis à l'effet de <b>P-Δ</b> .....	65

### **Chapitre IV : Etude des éléments structuraux**

IV.1. Étude des poteaux .....	67
IV.1.1.Ferraillage des poteaux .....	68
IV.1.2.Vérifications relatives aux poteaux .....	72
IV.1.3. Disposition constructive des poteaux .....	74
IV.1.4. Schéma de ferraillage .....	75
IV.2.Étude des poutres .....	76
IV.2.1.Ferraillage des poutres .....	76
IV.2.2.Vérifications nécessaires .....	79
IV.2.2.1.Vérifications à l'ELU .....	79
IV.2.2.2.Vérifications à l'ELS .....	80
IV.2.3. Schéma de ferraillage .....	84
IV.3.Étude des voiles .....	85
IV.3.1.Calcul de ferraillage .....	86
IV.3.2.Schéma de ferraillage .....	89

### **Chapitre V : étude des fondations**

V.1.Etude des fondations .....	91
V.1.1.introduction.....	91
V.1.2.choix du type de fondation.....	91
V.1.3.combinaison d'actions à considéré.....	91
V.2.Vérification de la semelle isolée.....	91
V.3. Vérification de la semelle filante.....	92
V.4.radier general.....	93
V.4.1.pré dimensionnement du radier.....	93

V.4.2.les vérifications.....	95
V.4.3. Ferrailage du radier .....	96
V.4.4.Schéma de ferrailage .....	99
V.5.étude des nervures .....	100
V.5.1.Ferrailage des nervures .....	102
V.5.2.schéma de ferrailage.....	104
V.6.Etude du Voile périphérique.....	104
V.6.1. Ferrailage du voile périphérique .....	105
V.6.2.schéma de ferrailage du voile périphérique .....	107
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>109</b>
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>Plan de la structure</b>	

# Liste des figures

Schéma n° :	Titres	Page
<b>CHAPITRE I</b>		
<b>I.1</b>	Vue en 3D du bâtiment avec logiciel ETABS	2
<b>CHAPITRE II</b>		
 <b>Partie I</b>		
<b>II.1</b>	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	6
<b>II.2</b>	Schéma de la disposition des poutrelles	7
<b>II.3</b>	Coupe transversale d'une poutrelle	7
<b>II.4</b>	Dalle pleine type 1	8
<b>II.5</b>	Dalle pleine type 2	8
<b>II.6</b>	Schéma de l'escalier	9
<b>II.7</b>	Schéma de l'ascenseur	13
<b>II.8</b>	Schéma d'un acrotère	14
<b>II.9</b>	Coupe transversal du voile	15
<b>II.10.</b>	Vue en plan du poteau le plus sollicités	18
<b>II.11.</b>	Surface afférente de la terrasse inaccessible	19
<b>II.12.</b>	Surface afférente de l'EC	19
<b>II.13.</b>	Surface afférente du RDC	19
 <b>Partie II</b>		
<b>II.1</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées	27
<b>II.2</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées	27
<b>II.3</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées	28
<b>II.4</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées	28
<b>II.5</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	41
<b>II.6</b>	Schéma de la dalle pleine	41
<b>II.7</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine	43
<b>II.8</b>	Schéma statique de l'escalier	44
<b>II.9</b>	Coupe d'une bonde d'un mètre de l'escalier	45
<b>II.10</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier	49
<b>II.11</b>	Schéma statique d'une poutre palière	49
<b>II.12</b>	Schéma de ferrailage de la poutre palière	52
<b>II.13</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère	55
<b>CHAPITRE III</b>		
<b>III.1</b>	Vu en 3D de la structure	56
<b>III.2</b>	Spectre de réponse sens(x-x) et (y-y)	57
<b>III.3</b>	Disposition des voiles de contreventement	60
<b>III.4</b>	Mode propre n°01	61
<b>III.5</b>	Mode propre n°01	61
<b>III.6</b>	Mode propre n°02	61
<b>CHAPITRE IV</b>		
<b>IV.1</b>	Dimensions de la zone nodale	68
<b>IV.2</b>	la section transversal du poteau	73

<b>IV.3</b>	Schéma de ferrailage des poteaux au niveau entre-sol et RDC	75
<b>IV.4</b>	Les moments sur la zone nodale	81
<b>IV.5</b>	formation de la rotule plastique	82
<b>IV.6</b>	Schéma de ferrailage des poutres au niveau entre-sol et RDC	84
<b>IV.7</b>	Schéma des contraintes	87
<b>IV.8</b>	Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau entre-sol et RDC	89
<b>CHAPITRE V</b>		
<b>V.1</b>	Schéma d'une semelle isolée	92
<b>V.2</b>	schéma d'une semelle filante	92
<b>V.3</b>	panneau de dalle sur 4 appuis	97
<b>V.4</b>	schéma de ferrailage du radier	99
<b>V.5</b>	Schéma statique de la nervure dans le sens (x-x)	100
<b>V.6</b>	Schéma statique de la nervure sens (y-y)	101
<b>V.7</b>	Section à ferrailer	102
<b>V.8</b>	Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y	104
<b>V.9</b>	répartition des contraintes sur le voile	105
<b>V.10</b>	schéma de ferrailage du voile périphérique	108

# Liste des tableaux

Tableau n° :	Titres	Page
<b>CHAPITRE II</b>		
<b>Partie I</b>		
II.1	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	16
II.2	Evaluation des charges du plancher à corps creux	16
II.3	Evaluation des charges du plancher à dalle pleine	17
II.4	Evaluation des charges des murs extérieure	17
II.5	Evaluation des charges des murs intérieure	17
II.6	Evaluation des charges du palier	17
II.7	Evaluation des charges de la volée	18
II.8	Evaluation des charges de l'acrotère	18
II.9	La loi de dégression des charges d'exploitation	20
II.10	Evaluation des poids propre des poteaux	20
II.11	Evaluation des poids propres des poutres	22
II.12	Descente de charge du poteau D4	22
II.13	Résultats de la descente de charge obtenue pour le poteau D4	22
II.14	Résultats de la vérification à la compression simple	23
II.15	Résultats de la vérification au flambement	24
II.16	Résultats de la vérification aux exigences du RPA	25
<b>Partie II</b>		
II.1	Les différents types de poutrelles	26
II.2	Les charges revenant aux poutrelles	29
II.3	Les sollicitations des poutrelles (étage courant)	31
II.4	Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible)	36
II.5	Ferraillage de la terrasse inaccessible	37
II.6	Les vérifications à l'ELU de la terrasse inaccessible	37
II.7	Les vérifications à l'ELS de la terrasse inaccessible	38
II.8	Les vérifications de la flèche des poutrelles	38
II.9	Ferraillage des poutrelles à l'ELS (plancher étage courant)	39
II.10	Ferraillage des poutrelles à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)	39
II.11	Schéma de ferraillage des poutrelles	40
II.12	Calcul des sollicitations de la dalle pleine	41
II.13	Calcul des sollicitations à l'ELU de la dalle pleine	42
II.14	Les vérifications à l'ELU de la dalle pleine	43
II.15	Calcul des sollicitations dans l'escalier	44
II.16	Les résultats de ferraillage de l'escalier à l'ELU	45
II.17	Vérification à l'ELS de l'escalier	46
II.18	Les sollicitations de la poutre palière à l'ELU et à l'ELS	50
II.19	Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU	50
II.20	Calcul à la torsion de la poutre palière	51
II.21	Ferraillage de la poutre palière	51
II.22	Calcul à la compression de la poutre palière	51
II.23	Les sollicitations de l'acrotère	53

<b>CHAPITRE III</b>		
<b>III.1</b>	Valeurs des pénalités	58
<b>III.2</b>	Périodes de vibration et taux de participation massique de la structure	62
<b>III.3</b>	Vérification de la résultante des forces sismique à la base	62
<b>III.4</b>	Vérification de l'interaction verticale	63
<b>III.5</b>	Vérification de l'interaction horizontale	64
<b>III.6</b>	Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage	64
<b>III.7</b>	Vérification des déplacements relatifs entre étages	65
<b>III.8</b>	Vérification des effets du second ordre	66
<b>III.9</b>	Les dimensions finales des éléments structuraux	66
<b>Chapitre IV</b>		
<b>IV.1</b>	Sollicitations dans les poteaux	67
<b>IV.2</b>	Valeurs numériques des armatures longitudinales selon les spécifications du RPA99	68
<b>IV.3</b>	Ferraillage longitudinal des poteaux	70
<b>IV.4</b>	Ferraillage transversal des poteaux	71
<b>IV.5</b>	Vérification des poteaux au flambement	72
<b>IV.6</b>	Vérification des contraintes pour les différents poteaux	73
<b>IV.7</b>	Vérification des contraintes tangentielles	74
<b>IV.8</b>	Les dimensions de la zone nodale	74
<b>IV.9</b>	Armatures longitudinales min et max dans les poutres	77
<b>IV.10</b>	Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres principales et poutres secondaires	78
<b>IV.11</b>	Vérification des contraintes tangentielles	79
<b>IV.12</b>	Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis	80
<b>IV.13</b>	Vérification de la contrainte limite de compression du béton	80
<b>IV.14</b>	Re-vérification de l'état limite de compression du béton dans la PS	81
<b>IV.15</b>	Vérification de la condition à vérifier pour évaluer la flèche	81
<b>IV.16</b>	Moments résistants des poteaux	82
<b>IV.17</b>	Moments résistants des poutres principales	82
<b>IV.18</b>	Moments résistants des poutres secondaires	83
<b>IV.19</b>	Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux	83
<b>IV.20</b>	Sollicitations maximales dans le voile V <sub>y1</sub>	86
<b>IV.21</b>	Ferraillage du voile V <sub>y1</sub> sens y-y	88
<b>IV.22</b>	Ferraillage du voile V <sub>x5</sub> sens x-x	89
<b>Chapitre V</b>		
<b>V.1</b>	Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes selon x	93
<b>V.2</b>	Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes selon y	93
<b>V.3</b>	Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS	94
<b>V.4</b>	Ferraillage du radier à l'ELU	98
<b>V.5</b>	Vérification des contraintes à l'ELS	99
<b>V.6</b>	Vérification des nouvelles contraintes	99
<b>V.7</b>	Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens longitudinal à l'ELU	101

<b>V.8</b>	Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens longitudinal à l'ELS	101
<b>V.9</b>	Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens transversal à l'ELU	101
<b>V.10</b>	Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens transversal à l'ELS	102
<b>V.11</b>	Ferraillage des nervures	102
<b>V.12</b>	Vérification des contraintes des nervures à l'ELS	103
<b>V.13</b>	Redimensionnements du ferraillage des nervures	104

## notations et symboles

	<i>Désignation</i>		<i>Désignation</i>
<b>A', Aser</b>	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	<b>Q</b>	Charge variable
<b>Au</b>	Section d'aciers pour l'ELU.	<b>Q</b>	Facteur de qualité
<b>At</b>	Section d'un cours d'armature transversal	<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone	<b>L<sub>max</sub></b>	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m)
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.	<b>M</b>	Moment en général
<b>Br</b>	Section réduite	<b>Ma</b>	Moment sur appui
<b>B</b>	la largeur (m)	<b>Mu</b>	Moment de calcul ultime
<b>C</b>	Constante de compressibilité	<b>Mse r</b>	Moment de calcul de service
<b>C<sub>T</sub></b>	coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage	<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>C<sub>u</sub></b>	La cohésion du sol (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Ns</b>	Effort normal de service
<b>C<sub>r</sub></b>	Cohésion réduite	<b>Nu</b>	Effort normal ultime
<b>D</b>	Diamètre	<b>N<sub>r</sub></b>	Poids du radier (KN)
<b>D<sub>e</sub></b>	Hauteur d'ancrage équivalente (m)	<b>N</b>	Effort normale du aux charges verticales
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen	<b>N<sub>Tot</sub></b>	Poids total transmis par la superstructure (KN)
<b>ELS</b>	Etat limite de service	<b>P</b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
<b>ELU</b>	Etat limite ultime	<b>P<sub>radier</sub></b>	Poids du radier (KN)
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale, séisme	<b>R</b>	coefficient de comportement global
<b>E<sub>i</sub></b>	Module d'élasticité instantanée	<b>S</b>	Section
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier	<b>S<sub>r</sub></b>	surface du radier (m <sup>2</sup> )
<b>E<sub>oed</sub></b>	Module oedométrique	<b>S<sub>bat</sub></b>	Surface totale du bâtiment (m <sup>2</sup> )
<b>E<sub>d</sub>, E<sub>c</sub></b>	Sont les modules de déformation.	<b>St</b>	Espacement des armatures
<b>F</b>	Force ou action générale	<b>T</b>	Effort tranchant

<b>F<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)	<b>T<sub>2</sub></b>	période caractéristique, associé à la catégorie du site
<b>F<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)	<b>V<sub>u</sub></b>	Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime
<b>F</b>	Coefficient de sécurité = 1.5	<b>W</b>	poids propre de la structure
<b>G</b>	Action permanente	<b>W<sub>oi</sub></b>	Charges d'exploitation
<b>H</b>	La hauteur d'ancrage d'une fondation (m)	<b>W<sub>Gi</sub></b>	poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
<b>H<sub>c</sub></b>	la profondeur critique (m)	<b>X, Y et Z</b>	Coordonnées en général
<b>I</b>	Moment d'inertie (m <sup>4</sup> )	<b>Z</b>	Coordonnée d'altitude, bras de levier
<b>a</b>	Epaisseur	<b>φ</b>	Angle de frottement interne du sol (degrés)
<b>b<sub>0</sub></b>	Epaisseur brute de l'arme d'une section	<b>σ<sub>adm</sub></b>	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
<b>d</b>	Hauteur utile	<b>q<sub>s max</sub></b>	Frottement latéral unitaire limite
<b>e</b>	Excentricité, épaisseur	<b>q</b>	Contrainte transmise par la structure au sol (bars)
<b>f</b>	Flèche	<b>q<sub>u</sub></b>	Contrainte effective de rupture de la semelle (bars)
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité	<b>q</b>	Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
<b>h<sub>t</sub></b>	hauteur total du radier (m)	<b>k<sub>c</sub></b>	Coefficient de portance
<b>h<sub>N</sub></b>	hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau	<b>q<sub>0</sub></b>	Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars)
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de compression du béton	<b>σ</b>	Contrainte effective finale (bars)
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de compression dans l'acier	<b>τ<sub>lim</sub></b>	Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa)
<b>ν</b>	Coefficient de poisson	<b>α</b>	Coefficient dépendant de la nature de sol
<b>σ</b>	Contrainte normale	<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte de cisaillement (MPa)
<b>γ<sub>h</sub></b>	Poids volumique humide (t/m <sup>3</sup> )	<b>η</b>	Facteur d'amortissement
<b>γ<sub>w</sub></b>	Poids volumique de l'eau (t/m <sup>3</sup> )	<b>β</b>	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

# **Introduction générale**

### Introduction générale

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

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices, et cela 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.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+9 + entre sol à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé à Bejaïa qui est de zone (IIa) et qui dépasse les 14 m de hauteur.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en Cinq chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 2016.
- Le quatrième chapitre est consacré au calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS2016.
- le cinquième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

## Introduction

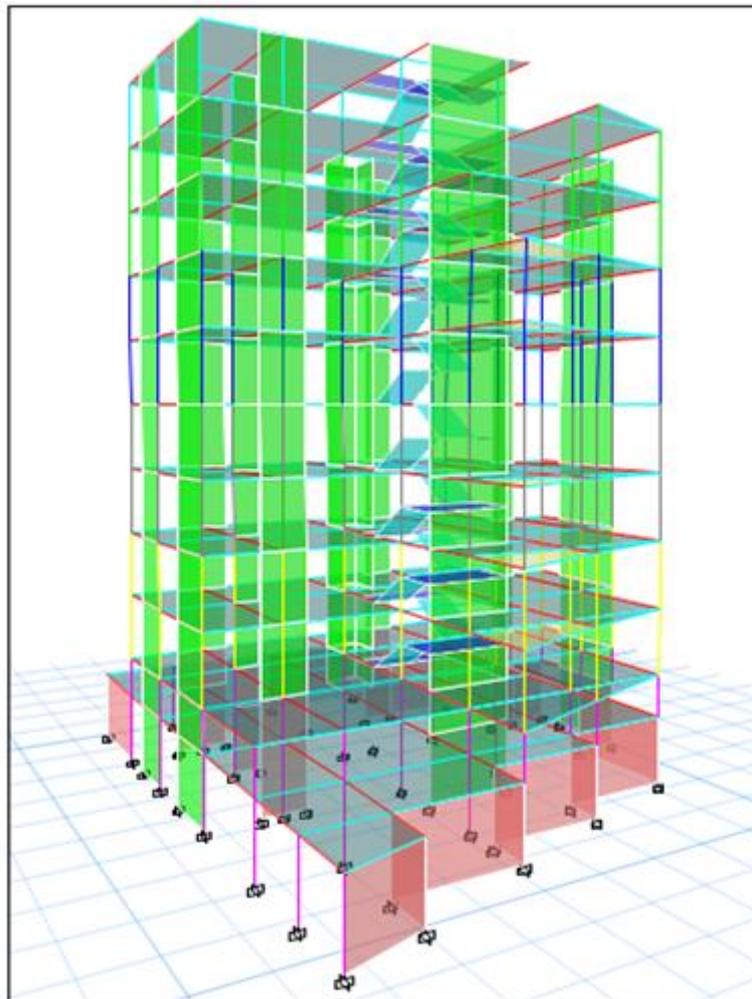
L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, sur lesquelles l'ingénieur prend appui, pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable pour un calcul adéquat, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'objet du présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+9+1 entre sol avec ascenseur à usage d'habitation. Cet ouvrage est implanté à Bejaïa ville, classé d'après les règles parasismiques algériennes «RPA99/2003» en zone de moyenne sismicité (zone IIa), groupe 2 ayant une importance moyenne

- Le bâtiment est composé de :

- un entre sol destiné à être comme un parking sous-terrain.
- un rez-de-chaussée à usage d'habitation avec deux logements (F1 et F2).
- Du premier au septième étage à usage habitation avec deux logements (F3 et F4) par niveau.
- Le huitième étage a usage habitation avec deux logements (F3).
- une terrasse inaccessible.



**Figure I.1:** Vue en 3D du bâtiment avec logiciel ETABS

## **I.2. Caractéristiques de la structure :**

### **I.2.1. caractéristiques géométriques :**

#### ✓ **Dimensions en plan :**

La structure présente une forme presque rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$L_x = 20,8 \text{ m}$  ;  $L_y = 26,23 \text{ m}$

#### ✓ **Dimensions en élévation**

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale ..... 31,12 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....03,50 m
- Hauteur du entresol.....03,25 m
- Hauteur des étages courants .....03,24 m
- Hauteur de l'acrotère.....01,00 m

### **I.2.2. Données géotechnique du site :**

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,49 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,4 m. (Rapport de sol p.10)
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.

### **I.2.3. 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 seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec 30 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.
- ❖ L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- ❖ L'infrastructure : comme dans notre cas le choix c'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels.

### **I.3. choix systèmes de contreventement :**

Le RPA99 version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité) il est donc judicieux d'adopter un système qui sera plus économique et résistant .c'est pour cette raison qu'on a opté pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- ✚ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- ✚ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✚ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Si le système mixte ne passe pas, on doit passer au système porteur.

#### **I.4. Règlement et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/ version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.3.3.1 ( pour les fondations superficielles).
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

#### **I.5. Caractéristiques des matériaux :**

##### **A. Béton :**

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \end{cases}$$

\* pour un béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieures à 24 heures :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- ✓  $f_{t28} = 2.1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  MPa.
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  MPa.
- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

##### **B. Acier :**

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓ Fe E40 = 400 MPa.
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes).
- ✓  $\gamma_s = 1$  (situations accidentel).

**I.6. Hypothèses de calcul aux états limites :****A. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 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.
- 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 %.

**B. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (I.6.A).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec :  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  
n : coefficient d'équivalence acier-béton .

**Conclusion**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

Béton :

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow \text{situation durable}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} \Rightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$E_{ij} = 32164,19 \text{ MPA}$$

$$E_{vj} = 10721,39 \text{ MPA}$$

Acier :

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{situation durable}$$

$$f_{st} = 400 \text{ MPA} \Rightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$\begin{cases} FPN \rightarrow / \\ FN \rightarrow 201,63 \text{ MPa} \\ FTN \rightarrow 176 \end{cases}$$

## **Chapitre II**

**Pré dimensionnement  
et**

**Etude des éléments secondaires**



## Partie I : Pré -dimensionnement des éléments

### Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à déterminer les sections des différents éléments de la structure toute en respectant les préconisations du **BAEL91** et du **CBA93** ; Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du ferrailage.

### II.1.1. Pré-dimensionnements des éléments secondaires

#### II.1.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher a corps creux est constitué de :

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

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec: L: la portée maximal entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des Poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 550\text{cm} - 30\text{cm} = 520\text{ cm} \quad (\text{voir le plan de disposition des plls}) \text{«Figure II. 2»}$$

$$D'ou : h_t = \frac{520}{22.5} = 23,11\text{ cm}$$

$$donc : h_t = 24\text{cm}$$

On prend  $h_t = 24\text{cm}$  Soit un plancher de  $(20 + 4)$ :  $\begin{cases} h_{cc} = 20\text{cm} \\ h_{dc} = 4\text{cm} \end{cases}$

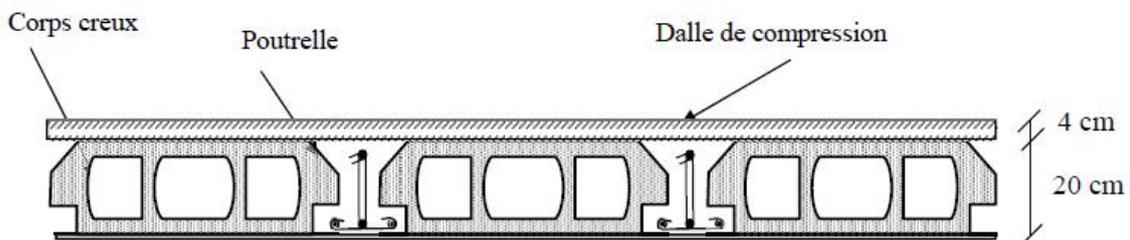


Figure II.1.coupe transversale d'un plancher a corps creux

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure

#### A/- Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

❖ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

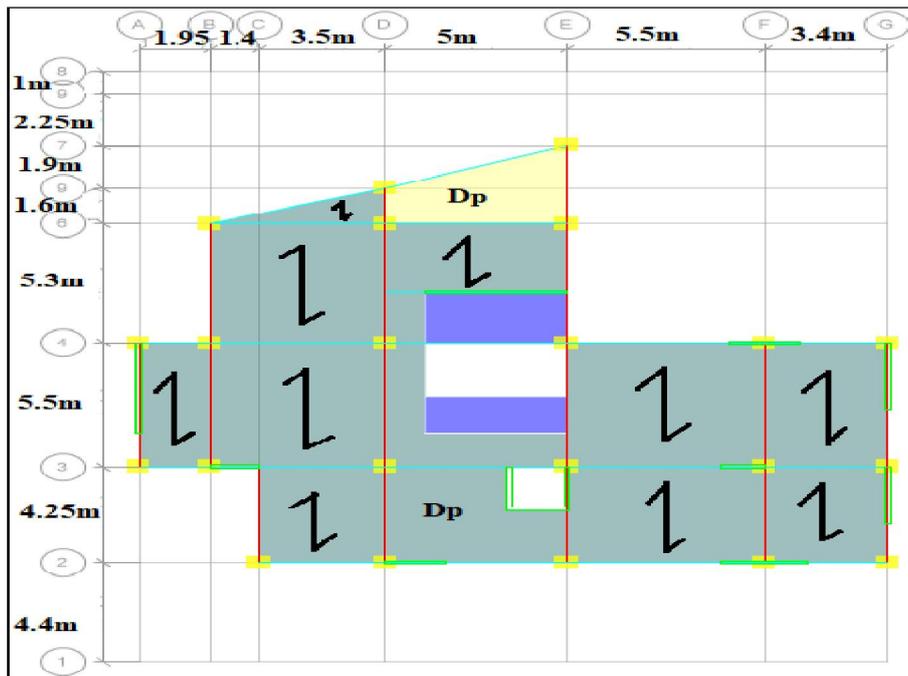


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

❖ **Dimensionnements des poutrelles**

⇒ Les poutrelles sont des éléments en béton armé préfabriqué en section T

- $ht = 20 + 4 \text{ cm}$  (hauteur totale du plancher)
- $h_0 = 4 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle de compression)
- $b_0 = 10 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)
- $Lx = 55 \text{ cm}$  (distance entre nus de deux poutrelles)
- $Ly = 130 \text{ cm}$  (longueur de la travée minimale de la poutrelle)

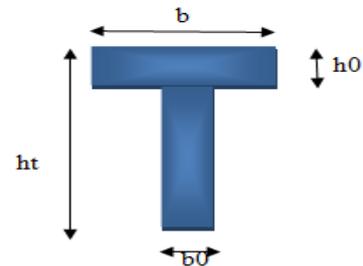


Figure II.3. coupe transversale d'une poutrelle

- les poutrelles se calculent comme une section en T ; la largeur de la dalle de compression à prendre est définie comme suite :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}, \frac{Ly}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2} = 27.5, \frac{130}{10} = 13\right) \Rightarrow b \leq 36 \text{ cm}$$

II.1.1.2. Dalle pleine

Notre projet comporte deux types de dalles pleines reposant sur 04 appuis représenté comme le montre la **figure II.4 / II.5**

- **Résistance au feu**             $e=7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.  
     $e=11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.  
     $e=17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.
- **Isolation phonique**             $e \geq 13\text{ cm}$
- **Résistance a la flexion**    dalle reposant sur deux appuis :             $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$   
    dalle sur trois ou quatre appuis :         $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

$L_x$ : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.  
 $L_y$  : est la grande portée de la dalle.

⇒ Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine.

• **Calcul de l'épaisseur des dalles :**

❖ **Type 1 :** (dalle sur 4 appuis)

$L_x=1.6\text{m}$  ;  $L_y=4.8\text{m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$\rightarrow 3.56\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

**pour deux heures de coupe feu**

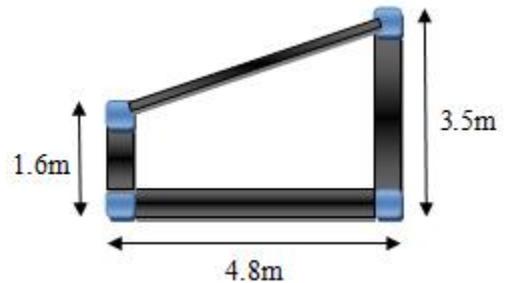


Figure II.4 : dalle sur quatre appuis

⇒ Finalement l'épaisseur à retenir pour ce type de dalle est : **e=14cm**

❖ **Type 2 :** (dalle sur 4 appuis)

$L_x=4.25\text{m}$  ;  $L_y=5\text{m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{425}{45} \leq e \leq \frac{425}{40}$$

$$\rightarrow 9.44\text{cm} \leq e \leq 10.63\text{cm}$$

**pour deux heures de coupe feu**

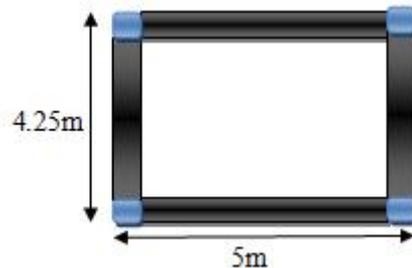


Figure II.5 : dalle sur quatre appuis

⇒ Finalement l'épaisseur à retenir pour ce type de dalle est : **e=14cm**

### II.1.1.3. Les Escaliers

➤ **Définition :** l'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armée, en acier ou en bois. Dans notre cas la réalisation a été faite en béton.

⇒ Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1): épaisseur de palier de repos ( $e$ ).
- (2): longueur projetée de la volée ( $L_0$ ).
- (3): Giron ( $g$ ).
- (4): hauteur de la contre marche ( $h$ ).
- (5): hauteur de la volée ( $H$ ).
- (6): inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ )

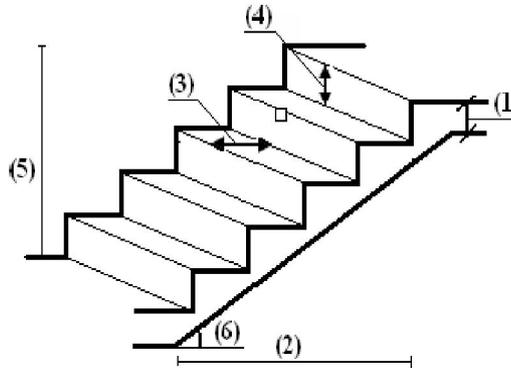


Figure II.6. Schéma de l'escalier

#### ➤ Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$59\text{cm} < 2h + g < 64\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

$n$ : le nombre de contre marche sur la volée.

$n-1$  : le nombre de marche.

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

$L_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier

$L$  : longueur totale de l'escalier ( $L = L_v + L_p$ ).

$e$  : épaisseur de l'escalier.

⇒ Dans notre projet on a trois types d'escalier :

- Type 1 : Escalier de l'entre sol.
- Type 2 : Escalier du RDC.
- Type 3 : Escalier de l'étage courant.

**Escalier type 1 : escalier de l'entre sol :**

❖ **Calcul du nombre de marches et de contre marche**

⇒ D'après la vue en plans :

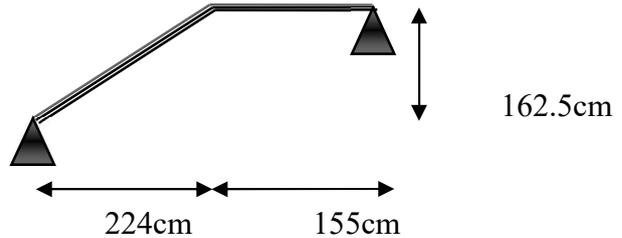
Le nombre de marche par volée (n-1) = 8marches

Le nombre de contre marches n = 9 (c.marches)

❖ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

On a :  $L_0 = 224\text{cm}$  ;  $H = 162.5\text{cm}$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{162.5}{9} \Rightarrow h = 18\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{224}{8} \Rightarrow g = 28\text{cm} \end{cases}$$



⇒ Vérification de la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2(18) + 28 = 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Inclinaison de la pailasse**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{162.5}{224} = 0.725 \Rightarrow \alpha = 35.95^\circ$$

❖ **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

L: longueur totale de l'escalier.

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

$l_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier.

$$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2} = \sqrt{162.5^2 + 224^2} = 277\text{cm}$$

$$L = L_v + L_p = 277 + 155 = 432\text{cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{432}{30} \leq e \leq \frac{432}{20} \Rightarrow 14.4\text{cm} < e < 21.6\text{cm}$$

On prend : **ep=20cm**

**Escalier type 2 : escalier du R.D.C**

❖ **Calcul du nombre de marches et de contre marche**

⇒ D'après la vue en plans :

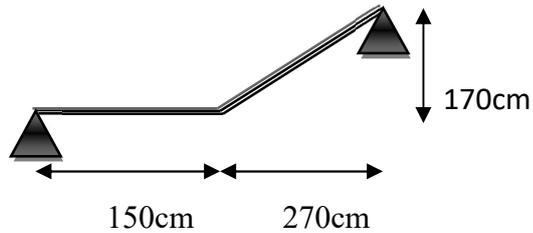
Le nombre de marche par volée (n-1) = 9marches

Le nombre de contremarches n = 10 (c.marches)

❖ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

On a :  $L_0 = 270\text{cm}$  ;  $H = 170\text{cm}$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} \Rightarrow h = 17\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} \Rightarrow g = 30\text{cm} \end{cases}$$



⇒ Vérification de la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2(17) + 30 = 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Inclinaison de la pailasse**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{170}{270} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

❖ **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

L: longueur totale de l'escalier.

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

$l_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier.

$$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2} = \sqrt{170^2 + 270^2} = 319\text{cm}$$

$$L = L_v + L_p = 319 + 150 = 469\text{cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15.63\text{cm} < e_p < 23.45\text{cm}$$

On prend : **ep=20cm**

**Escalier type 3 : escalier de l'étage courant**

❖ **Calcul du nombre de marches et de contre marche**

⇒ D'après la vue en plans :

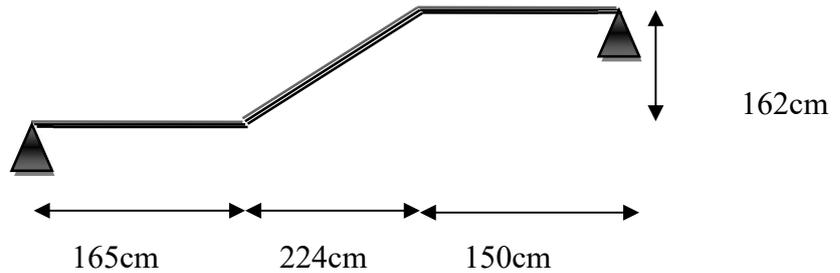
Le nombre de marche par volée (n-1) = 8marches

Le nombre de contremarches n = 9 (c.marches)

❖ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

On a :  $L_0 = 224\text{cm}$  ;  $H = 162\text{cm}$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{162}{9} \Rightarrow h = 18\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{224}{8} \Rightarrow g = 28\text{cm} \end{cases}$$



⇒ Vérification de la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2(18) + 28 = 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Inclinaison de la paillasse**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{162}{224} = 0.725 \Rightarrow \alpha = 35.95^\circ$$

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

L: longueur totale de l'escalier.

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

$l_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier.

$$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2} = \sqrt{162^2 + 224^2} = 276\text{cm}$$

$$L_p = 150 + 165 = 315\text{cm}$$

$$L = L_v + L_p = 276 + 315 = 591\text{cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{591}{30} \leq e \leq \frac{591}{20} \Rightarrow 19.7\text{cm} < ep < 29.55\text{cm}$$

On prend : **ep=20cm**

### II.1.1.4. Ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction ; constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas de notre bâtiment (R+9+entre sols) a usage d'habitation on adopte un ascenseur de 8 personnes.

➤ Caractéristiques d'ascenseur : (**Annexe III**) :

- ❖ L : Longueur de l'ascenseur.
- ❖ l : Largeur de l'ascenseur.
- ❖ H =2m : Hauteur de l'ascenseur.
- ❖  $F_c = 145\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.
- ❖  $D_m = 51\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.
- ❖  $P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.
- ❖  $P_{personnes} = 6.30\text{KN}$  : La charge nominale.
- ❖  $V = 1.00\text{ m/s}$  : La vitesse.

➤ Etude de l'ascenseur

→ La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a :  $L_x = 1.60\text{m}$

$L_y = 1.90\text{m}$

Donc pour une surface de :

$$S = 1.90 * 1.60 = 3.04\text{m}^2$$

→ On a :  $e \geq \frac{L_x}{20}$

e : épaisseur minimal de la dalle pleine « e » doit être au minimum égal à 12 cm selon le RPA 99 version 2003.

$$e \geq \frac{1.90}{20} = 0.095\text{m}$$

On opte alors pour une épaisseur de : **e = 15cm**

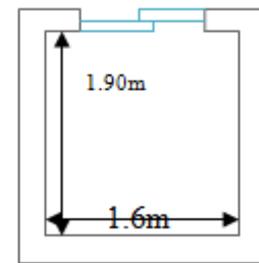


Figure II.7. schéma de l'ascenseur

### II.1.1.5. Acrotère

Elément structural en (béton armé) contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Les dimensions de l'acrotère sont montrées sur la figure ci-dessous :

$h=100\text{cm}$

$$S_{\text{acrotère}} = (0.1 \times 1) + (0.08 \times 0.15) + \left(\frac{0.07 \times 0.15}{2}\right)$$

$$S_{\text{acrotère}} = 0.11725\text{m}^2$$

$$G = 25 \times S = 25 \times 0.11725 = 2.93 \text{ KN/ml}$$

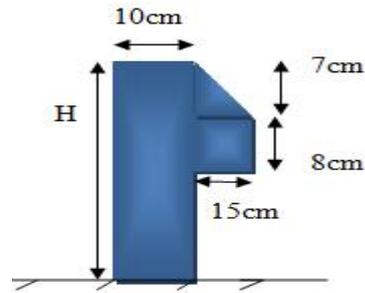


Figure II.8. schéma d'un acrotère

## II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

### II.1.2.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires). Considèrent que la section des poutres est rectangulaire de dimensions  $b$  et  $h$ .

#### II.1.2.1.1. Les poutres principales

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

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{\text{pp}} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

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

$$L_{\text{max}} = 550 - 30 \rightarrow L_{\text{max}} = 520\text{cm}$$

$$34.67\text{cm} \leq h_{\text{pp}} \leq 52\text{cm}$$

Donc on adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99 version 2003 Art.7.5.1})$$

#### III.1.2.1.2. Les poutres secondaires

Selon la condition de la flèche on a :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq e \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$L_{\text{max}} = 550 - 30 \rightarrow L_{\text{max}} = 520\text{cm}$$

$$34.67\text{cm} \leq h_{\text{ps}} \leq 52\text{cm}$$

Donc on adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99 version 2003 Art.7.5.1})$$

II.1.2.2. Les voiles :

Le voile en béton est une paroi obtenue par coulage d'un béton, dans un coffrage vertical ; destiné à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, ses dimensions sont l'épaisseur (e) et la longueur (L).

he : hauteur libre du voile

Avec :

he = hauteur libre du voile-hauteur du plancher

Lmin : largeur minimal du voile

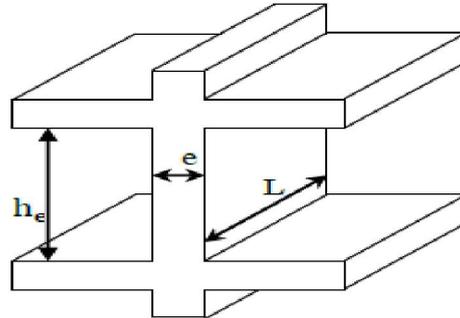


Figure II.9.coupe transversale du voile

⇒L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes selon le **RPA99 (version 2003)** :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right) \\ L \geq 4 * e \end{cases}$$

he : hauteur d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

Le calcul des dimensions du voile est résumé dans le tableau suivant :

Etage	Hauteur (cm)	he (cm)	e (cm)
Entre sol	495	471	20
R.D.C	350	326	20
Etage courant	324	300	15

➤ Nous optons alors pour :

$$\begin{cases} \text{l'entre sol} \Rightarrow e=20\text{cm} \\ \text{RDC} \Rightarrow e=20\text{cm} \\ \text{Etage courant} \Rightarrow e=15\text{cm} \end{cases}$$

**II.1.2.3. Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux Fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

⇒Le pré- dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton ; après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. Les sections prises au départ seront vérifiées par rapport au critère suivants :

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA99/2003.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

- Entre sol + R.D.C..... (50\*50) cm<sup>2</sup>.
- 1<sup>er</sup> étage + 2eme étage..... (50\*45) cm<sup>2</sup>.
- 3eme étage+4eme étage..... (45\*45) cm<sup>2</sup>.
- 5eme étage+6eme étage..... (45\*40) cm<sup>2</sup>.
- 7eme étage+8eme étage..... (40\*35) cm<sup>2</sup>.
- 9eme étage..... (35\*35) cm<sup>2</sup>.

**II.1.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges :**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

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

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	06	0.12
3	Isolation thermique	0.04	04	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	corps creux (20+4)	0.24	/	3.40
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale	<b>G=7.08 KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=1.00 KN/m<sup>2</sup></b>		

❖ **Plancher étage courant a corps creux**

Tableau II.2.évaluation des charges du plancher à corps creux

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Corps creux (20+4)	0.24	/	3.40
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de séparation	/	/	1
	Charge permanente totale	<b>G=5.76 KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=1.50 KN/m<sup>2</sup></b>		

❖ Plancher étage courant a dalle pleine

Tableau II.3.évaluation des charges du plancher à dalle pleine

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.50
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de séparation	/	/	1
	Charge permanente totale	<b>G=5.86 KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=1.50 KN/m<sup>2</sup></b>		

❖ Murs extérieurs

Tableau II.4.évaluation des charges des murs extérieure

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	/	1.3
2	L'âme d'aire	/	/	/
3	Brique creuse	0.1	/	0.9
4	Enduit en plâtre	/	/	0.27
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
	Charge permanente totale	<b>G=2.74KN/m<sup>2</sup></b>		

❖ Murs intérieurs

Tableau II.5.évaluation des charges des murs intérieure

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	10	09	0.90
2	Enduit plâtre (2 cotés)	2*2	10	0.40
	Charge permanente totale	<b>1.30KN/m<sup>2</sup></b>		

❖ Les escaliers

- Palier :

Tableau II.6.évaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	Charge permanente totale	<b>G=6.52KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=2.50KN/m<sup>2</sup></b>		

- La volée :

Tableau II.7.évaluation des charges de la volée

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	$0.02 * \frac{18}{28}$	22	0.28
3	Mortier de pose verticale	$0.02 * \frac{18}{28}$	20	0.26
4	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
5	Marches	$\frac{0.18}{2}$	22	1.98
6	Paillasse	$\frac{0.2}{\cos(35.87)}$	25	6.17
	Enduit de ciment	0.02	20	0.36
	Charge permanente totale	<b>G=9.85KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=2.50KN/m<sup>2</sup></b>		

- ❖ Acrotères :

Tableau II.8.évaluation des charges de l'acrotère

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre	0.11725	25	2.93
2	Enduit de ciment intérieur	0.015	20	0.30
3	Enduit de ciment extérieur	0.020	20	0.40
	Charge permanente	<b>G=3.63KN/m<sup>2</sup></b>		
	Charge d'exploitation	<b>Q=1KN/m<sup>2</sup></b>		

### II.1.2.3.2. Descente des 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. Elle permet l'évaluation de la plus part des charges revenant a chaque élément de la structure en considérant :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

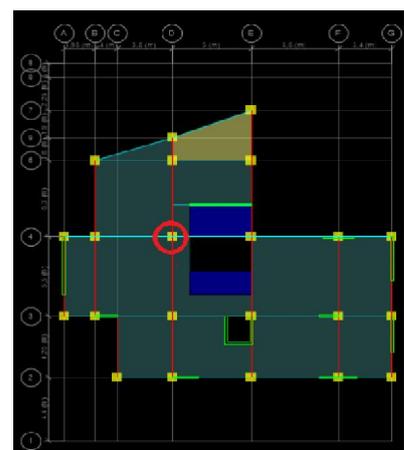


Figure II.10.vue en plan du poteau le plus sollicités

La descente de charge se fera pour le poteau (D4) le plus sollicités, représentés si dessous :

❖ Descente des charges pour poteau D4

Pour le plancher terrasse inaccessible (Étage 9)

❖ Les surfaces afférentes :

S2 :

$$S_{\text{palier}} = 1.75 * 2.15 = 3.76 \text{m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 0.18 * 2.15 = 0.39 \text{m}^2$$

S4 :

$$S_{\text{palier}} = 2.15 * 1.61 = 3.46 \text{m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 0.99 * 2.15 = 2.13 \text{m}^2$$

❖ Poids du plancher :

$$\text{Sous } G = (3.76 + 3.46) * 6.52 + (0.39 + 2.13) * 9.85 = 72.39 \text{KN}$$

$$\text{Sous } Q = (3.76 + 3.46) * 2.5 + (0.39 + 2.13) * 2.5 = 24.35 \text{KN}$$

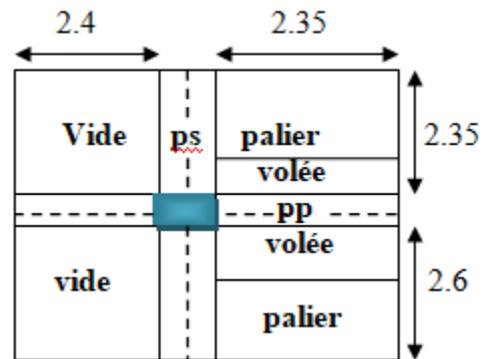


Figure II.11. surface afférente de la terrasse

Pour le plancher étage courant (Étage 1 à 8)

❖ Les surfaces afférentes :

$$S1 = 2.35 * 2.4 = 5.64 \text{m}^2$$

$$S3 = 2.2 * 2.6 = 5.72 \text{m}^2$$

S2 :

$$S_{\text{palier}} = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 0.18 * 2.15 = 0.39 \text{m}^2$$

$$S_{\text{cc}} = 0.52 * 2.15 = 1.12 \text{m}^2$$

S4 :

$$S_{\text{volée}} = 0.95 * 2.15 = 2.04 \text{m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{m}^2$$

❖ Poids du plancher :

$$\text{Sous } G = (5.64 + 5.72 + 1.12) * 5.76 + (0.39 + 2.04) * 9.85 + (3.55 + 3.55) * 6.52 = 142.59 \text{m}^2$$

$$\text{Sous } Q = (5.64 + 5.72 + 1.12) * 1.5 + (0.39 + 2.04) * 2.5 + (3.55 + 3.55) * 2.5 = 24.35 \text{KN}$$

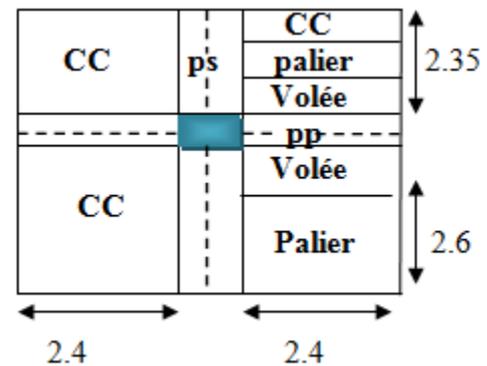


Figure II.12. surface afférente de l'EC

Pour le RDC

❖ Les surfaces afférentes

$$S_{\text{cc1}} = 2.4 * 2.15 = 5.16 \text{m}^2$$

$$S_{\text{cc2}} = 2.15 * 2.35 = 5.05 \text{m}^2$$

$$S_{\text{cc3}} = 2.2 * 2.6 = 5.72 \text{m}^2$$

$$S_{\text{cc4}} = 2.15 * 2.6 = 5.59 \text{m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 21.52 \text{m}^2$$

❖ Poids du plancher :

$$\text{Sous } G = 21.52 * 5.76 = 123.96 \text{KN}$$

$$\text{Sous } Q = 21.52 * 1.5 = 32.28 \text{KN}$$

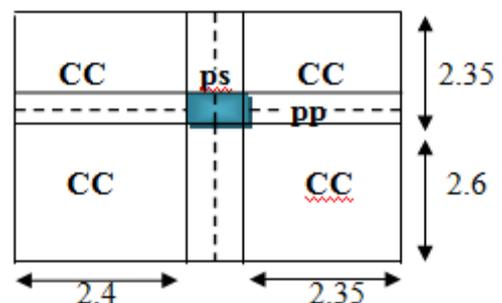


Figure II.13. surface afférente du RDC

**La loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, ( $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ ) les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse :  $Q_0$
- sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0+Q_1$ .
- sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- sous le troisième étage ( $i=3$ ) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- sous le quatrième étage ( $i=4$ ) :  $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Pour n étage ( $n \leq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

Tableau II.9. La loi de dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression
N <sub>11</sub>	$Q_0$
N <sub>10</sub>	$Q_0+Q_1$
N <sub>9</sub>	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
N <sub>8</sub>	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
N <sub>7</sub>	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
N <sub>6</sub>	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
N <sub>5</sub>	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
N <sub>4</sub>	$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
N <sub>3</sub>	$Q_0+0.6875 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
N <sub>2</sub>	$Q_0+0.667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
N <sub>1</sub>	$Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$

❖ Poids propre des poteaux

$$P= S \times 25 \times ht$$

Tableau II.10.évaluation des poids propre des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids propre des poteaux G <sub>pot</sub> (KN)
Entre sol	50*50	$(0.50*0.50*3.25)*25 = 20.31$
R.D.C		$(0.50*0.50*3.5)*25 = 21.88$
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> étage	50*45	$(0.50*0.45*3.24)*25 = 18.23$
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	45*45	$(0.45*0.45*3.24)*25 = 16.4$
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	45*40	$(0.45*0.40*3.24)*25 = 14.58$
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	40*35	$(0.40*0.35*3.24)*25 = 11.34$
9 <sup>eme</sup>	35*35	$(0.35*0.35*3.24)*25 = 9.92$

❖ Poids des poutres

$$P = S \times 25$$

Tableau II.11. Evaluation des poids propres des poutres

Les poutres	Poutre principale	Poutre secondaire
Section (cm <sup>2</sup> )	30×40	30×40
Poids (KN/ml)	0.30*0.40*25= <b>3 KN/ml</b>	0.30*0.40*25= <b>3 KN/ml</b>

❖ Descente des charges

Tableau II.12. descente de charge du poteau D4

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
<b>N11</b>	Plancher terrasse	72.39	24.35
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (35*35)	9.92	
	Murs double cloison	2.82	
	Total	111.31	
<b>N10</b>	Venant N11	111.31	42.55
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (35*40)	11.34	
	Murs double cloison	4.30	
Total	295.72		
<b>N9</b>	Venant N10	295.72	42.55
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (35*40)	11.34	
	Murs double cloison	4.30	
total	480.13		
<b>N8</b>	Venant N9	480.13	42.55
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (40*45)	14.58	
	Murs double cloison	4.30	
Total	667.78		
<b>N7</b>	Venant N8	667.78	42.55
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (40*45)	14.58	
	Murs double cloison	4.30	
Total	855.43		

N6	Venant N7	855.43	
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (45*45)	16.40	42.55
	Murs double cloison	4.30	
	<b>Total</b>	<b>1044.9</b>	<b>194.55</b>
N5	Venant N6	1044.9	
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (45*45)	16.40	42.55
	Murs double cloison	4.30	
	<b>Total</b>	<b>1234.37</b>	<b>215.83</b>
N4	Venant N5	1234.37	
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (45*50)	18.23	42.55
	Murs double cloison	4.30	
	<b>Total</b>	<b>1425.67</b>	<b>237.01</b>
N3	Venant N4	1425.67	
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (45*50)	18.23	42.55
	Murs double cloison	4.30	
	<b>Total</b>	<b>1616.97</b>	<b>258.38</b>
N2	Venant N3	1616.97	
	Plancher corps creux	123.96	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (50*50)	21.88	32.28
	Murs double cloison	5.67	
	<b>Total</b>	<b>1794.66</b>	<b>272.93</b>
N1	Venant N2	1794.66	
	Plancher corps creux	142.59	
	Poutre P+S (30*40)	26.18	
	Poteau (50*50)	20.31	42.55
	Murs double cloison	4.30	
	<b>Total</b>	<b>1988.04</b>	<b>294.25</b>

II.13. Résultats de la descente de charge obtenue pour le poteau D4

POTEAU	G (KN)	Q(KN)	ELU	ELS
PB	1988.04	294.25	3125.23	2282.29

⇒Après avoir effectué le calcul du poteau le plus sollicité (**D4**), D’après le **BAEL 91 (Art B.8.1 .1)**, l’effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu'=1.1 * Nu = 1.1 * 3125.23 \text{ KN}$$

$$Nu'=3437.75\text{KN}$$

### II.1.2.3.3. Vérification du poteau le plus sollicité (D4)

#### ❖ Vérification à la compression simple

Entre sol :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

B : section du béton

$$\text{On a : } B = 0.5 * 0.5 = 0.25\text{m}^2$$

$$B \geq \frac{Nu}{f_{bu}} = \frac{3437.75 \times 0.001}{14.2} \geq 0.24\text{m}^2$$

De la même façon que l’exemple de calcul précédent, on va vérifier chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau **II.14**

Tableau II.14. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu'	Poteau	B (m²)	Bcal(m²)	B>Bcal
9	205.47	35*35	0.1225	0.0145	Vérifiée
8	549.53	40*35	0.14	0.039	Vérifiée
7	886.56	40*35	0.14	0.062	Vérifiée
6	1221.39	45*40	0.18	0.086	Vérifiée
5	1549.20	45*40	0.18	0.109	Vérifiée
4	1872.68	45*45	0.2025	0.132	Vérifiée
3	2189.16	45*45	0.2025	0.154	Vérifiée
2	2508.19	50*45	0.225	0.176	Vérifiée
1	2827.53	50*45	0.225	0.199	Vérifiée
R.D.C	3115.40	50*50	0.25	0.22	Vérifiée
Entre sol	3437.75	50*50	0.25	0.24	Vérifiée

#### ❖ Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \bar{N}u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

**As** : section des armatures calculées  $\Rightarrow$  D'après le **BAEL 91** :  $A_s = 1\% Br$

**Br** : section réduite du poteau  $\Rightarrow Br = (b-2) * (h-2)$

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

**Lf** : longueur de flambement  $\Rightarrow lf = 0.7*lo \Rightarrow lo$ :longueur du poteau

**i** : rayon de giration définit par  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$   $\Rightarrow I$  : moment d'inertie  $\Rightarrow I = \frac{b*h^3}{12}$

$$Br_{calculé} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que  $\Rightarrow Br \geq Br^{cal}$

Tableau II.15. Résultats de la vérification au flambement

Etage	$Nu'$	$i(m^4)$	$A$	$A$	$Br$	$Br^{cal}$	$Br \geq Br^{cal}$
9	205.47	$1.25*10^{-3}$	19.88	0.79	0.1089	0.012	Vérifiée
8	549.53	$1.87*10^{-3}$	16.56	0.81	0.1254	0.031	Vérifiée
7	886.56	$1.87*10^{-3}$	16.56	0.81	0.1254	0.049	Vérifiée
6	1221.39	$3.04*10^{-3}$	15.29	0.82	0.1634	0.068	Vérifiée
5	1549.20	$3.04*10^{-3}$	15.29	0.82	0.1634	0.085	Vérifiée
4	1872.68	$3.42*10^{-3}$	15.29	0.82	0.1849	0.104	Vérifiée
3	2189.16	$3.42*10^{-3}$	15.29	0.82	0.1849	0.121	Vérifiée
2	2508.19	$4.69*10^{-3}$	14.2	0.82	0.2064	0.139	Vérifiée
1	2827.53	$4.69*10^{-3}$	14.2	0.82	0.2064	0.157	Vérifiée
R.D.C	3115.40	$5.21*10^{-3}$	15.5	0.82	0.2304	0.173	Vérifiée
Entre sol	3437.75	$5.21*10^{-3}$	14.25	0.82	0.2304	0.191	Vérifiée

## ❖ Vérification aux exigences du RPA99/2003

Tableau II.16.résultats de la vérification aux exigences du RPA99/2003

Poteau	Entresol +RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	9 <sup>eme</sup>
$\min(b, h) \geq \frac{25}{25}$	50*50	45*50	45*45	40*45	35*40	35*35
$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$	15.05	16.3	15	15	15	15
$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	1	0.9	1	0.888	0.875	1
Vérifiée						

**Conclusion**

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (40\*30) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : (40\*30) cm<sup>2</sup>
- Entre sol et RDC : (b\*h) = (50\*50) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : (b\*h) = (50\*45) cm<sup>2</sup>
- 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage : (b\*h) = (45\*45) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage : (b\*h) = (45\*40) cm<sup>2</sup>
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (b\*h) = (40\*35) cm<sup>2</sup>
- 9<sup>ème</sup> étage: (b\*h)=35\*35cm<sup>2</sup>
- Pour l'épaisseur des voiles :
 

-	pour l'entre sol : e=20cm
-	pour le RDC : e=20cm
-	pour les étages courants : e=15cm

**Partie II.2 : Etude des éléments secondaire**

**II.2. Etude des plancher**

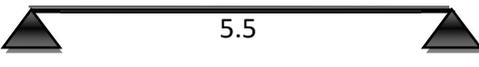
Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages dont les fonctions principales sont : la fonction de résistance, et un rôle d'isolation thermique et phonique ainsi que la transmission des charges

**II.2.1. Plancher à corps creux**

**❖ Les différents types de poutrelles**

Les types de poutrelle sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1.les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

**❖ Méthode de calculs des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées a la flexion simple les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations, nous disposons de deux méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

**A/- Méthode forfaitaire :**

➤ **Domaine d'application :**

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

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

➤ **Application de la méthode**

**Evaluation des moments**

✓ **Moment en appuis :**

-**Appuis de rive :** les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le RPA99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15 \times M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_{01}, M_{0n})$$

-**Appuis intermédiaire :** La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à:

- 0. 6M0 Pour une poutre à deux travées.
- 0. 5M0 Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- 0, 4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**M0 :** moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de L'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

Les diagrammes des moments fléchissant qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci dessous :

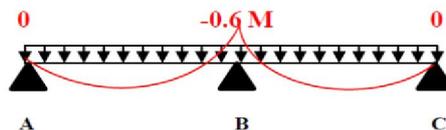


Figure II.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

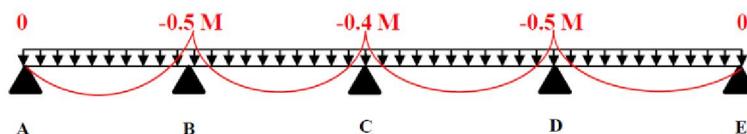


Figure II.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

✓ **Moment en travée :**

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

$$(1) : M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max (1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Avec :

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

$M_d$  : 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.

Et :  $\alpha = Q / (G + Q) \Rightarrow \alpha$  : Les degrés de surcharge

**Evaluation des efforts tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

$$\begin{cases} 15\% \rightarrow \text{Si c'est une poutre à deux travées.} \\ 10\% \rightarrow \text{Si c'est une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures si dessous :

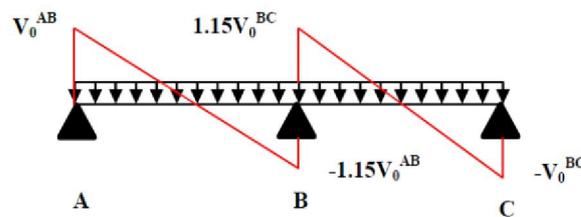


Figure II.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

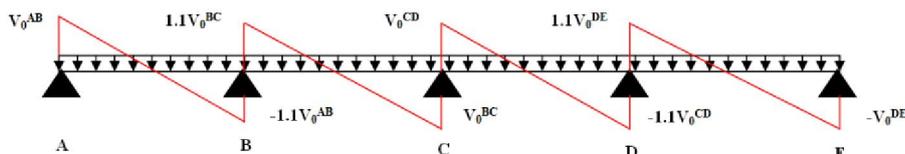


Figure II.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**B/-méthode de Caquot :**

➤ **Domaine d'application :**

Cette méthode s'applique essentiellement pour les planchers à surcharge élevée, mais lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on ne peut pas appliquer cette méthode.

Si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite dans ce cas on applique la méthode de Caquot minoré ; la on remplace la charge permanente G par G' qui est égale à :

$$G' = \frac{2}{3}G, \text{ pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.}$$

➤ **Application de la méthode :**

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

**Evaluation des moments :**

✓ **Moment en appuis :**

$$\rightarrow M_i = - \frac{qgL'^3g + qdL^3d}{8.5 \times (l'g + l'd)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tel que : } L'g \text{ et } L'd : \text{ longueur fictives} \\ qg \text{ et } qd : \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui} \\ L'=0.8L \text{ travée intermédiaire} \\ L'=L \text{ travée de rive} \end{array} \right.$

✓ **Moment en travée :**

$$M(x) = M^{0(x)} + Mg \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Md \left(\frac{x}{L}\right) = \frac{qx}{2} (L - x) + Mg \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Md \left(\frac{x}{L}\right)$$

**Evaluation des efforts tranchant :**

$$V = \frac{dM}{dx} = q \frac{L}{2} - qx - \frac{Mg}{L} + \frac{Md}{L}$$

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

ELU :  $qu=1.35G+1.5Q$  ;  $pu= qu*b$

ELS :  $qs= G+Q$  ;  $ps= qs*b$  avec : **b= 0.36**

Tableau II.2.les charges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	pu(KN/m <sup>2</sup> )	qs(KN/m <sup>2</sup> )	Ps(KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	7.08	1	11.06	7.19	8.08	5.25
Etage courant	5.76	1.5	10.03	6.52	7.26	4.72

**II.2.2.1. Etude du plancher étage courant**

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour les 4 types de poutrelles, le rapport  $(l_i/l_{i+1})$  n'est pas vérifié, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

✓ **Poutrelle type 1 :**

$G' = 2/3 G = 2/3(5.76) = 3.84 \text{KN/m}^2$

La charge sur la poutrelle pour les moments en appuis :

$qu' = (1.35G' + 1.5Q) \times l_0 = (1.35 \times 3.84 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.83 \text{KN/m}^2$

$qs' = (G' + Q) \times l_0 = (3.84 + 1.5) \times 0.65 = 3.47 \text{KN/m}^2$

**Calcul des moments isostatique :**

**A L'ELU :**

Travée AB :  $M_{01} = \frac{qu' \times L^2}{8} = 10.91 \text{KN/m}^2$

Travée BC :  $M_{02} = \frac{qu' \times L^2}{8} = 18.26 \text{KN/m}^2$

**A L'ELS :**

Travée AB :  $M_{01} = \frac{qs' \times L^2}{8} = 7.83 \text{KN/m}^2$

Travée BC :  $M_{02} = \frac{qs' \times L^2}{8} = 13.12 \text{KN/m}^2$

**Moment aux appuis de rives :**

$M_A = M_C = 0 \Rightarrow$  Le BAEL exige des aciers de fissuration :

$M_A = M_C = -0.15M_0 \iff M_0 = \text{Max}[M_{01}, M_{02}]$  donc :  $M_A = M_C = -0.15M_{02}$

$M_{Au} = M_{Cu} = -2.739 \text{KN.m} \Rightarrow M_{As} = M_{Cs} = -1.968 \text{KN.m}$

**Moment aux appuis intermédiaire :**

**Appuis B :**

$$M_i = -\frac{qgL^3g^3 + qdL^3d}{8.5 \times (l'g + l'd)} \begin{cases} \text{ELU : } -\frac{4.83(4.25^3 + 5.5^3)}{8.5(4.25 + 5.5)} = -14.17 \text{KN.m} \\ \text{ELS : } -\frac{3.47(4.25^3 + 5.5^3)}{8.5(4.25 + 5.5)} = -10.18 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

**Moment en travée**  $\implies \begin{cases} M(x) = M_0(x) + Mg \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Md \left(\frac{x}{L}\right) \\ M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (Li - x) ; \text{ Tel que : } x = \frac{Li}{2} - \frac{Mg - Md}{q \times Li} \end{cases}$

**Travée AB**

$x = \frac{4.25}{2} - \frac{0 - (-14.17)}{6.52 \times 4.25} = 1.62 \text{m}$

$M^0(x) = \frac{6.52 \times 1.62}{2} = 13.89 \text{kN.m}$

$M(x) = 8.49 \text{kN.m}$

$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 8.49 \text{kN.m} \\ \text{ELS: } 6.17 \text{KN.m} \end{cases}$

**Travée BC**

$x = \frac{5.5}{2} - \frac{-14.17}{6.52 \times 5.5} = 3.15 \text{m}$

$M_0(x) = \frac{6.52 \times 3.15}{2} \times (5.5 - 3.15) = 24.13 \text{kN.m}$

$M(x) = 24.13 - 14.17 \left(1 - \frac{3.15}{5.5}\right) = 18.08 \text{kN.m}$

$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 18.08 \text{kN.m} \\ \text{ELS: } 13.12 \text{kN.m} \end{cases}$

**Effort tranchant :**

$$V = \frac{qu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li}$$

**Travée AB :**

$$VA = \frac{6.52 \times 4.25}{2} + \frac{-14.17 - 0}{4.25} = 10.52 \text{ kN}$$

$$VB = -\frac{6.52 \times 4.25}{2} + \frac{-14.17 - 0}{4.25} = -17.19 \text{ kN}$$

**Travée BC :**

$$VB = \frac{6.52 \times 5.5}{2} + \frac{-14.17 - 0}{5.5} = 15.35 \text{ kN}$$

$$VC = -\frac{6.52 \times 5.5}{2} + \frac{-14.17 - 0}{5.5} = -20.51 \text{ kN}$$

✓ **Poutrelle type 3:**

Pour cette poutrelle on utilise la méthode RDM

**Moment isostatique**

$$M^{u0} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6.52 \times 5.5^2}{8} = 24.65 \text{ kN.m}$$

$$M^s_0 = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4.72 \times 5.5^2}{8} = 17.85 \text{ kN.m}$$

**Moment en appuis**

$$MA = MB = -0.15M_0$$

$$\text{ELU} = -3.70 \text{ KN.m/}$$

$$\text{ELS} = -2.68 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

$$Mt^{AB} = M^{u0} = 24.65 \text{ kN.m}$$

$$Mt^{AB} = M^s_0 = 17.85 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant**

$$Vu = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.52 \times 5.5}{2} = 17.93 \text{ kN}$$

Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau II.3.les sollicitations des poutrelles (étage courant)**

Types	ELU (qu = 6.52KN/ml)			ELS (qs =4.72KN/ml)	
	M appui <sup>max</sup> (KN.m)	M travée <sup>max</sup> (KN.m)	V <sup>max</sup> (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)
Type 1	-2.739	18.08	20.51	-1.968	13.12
Type 3	-3.70	24.65	17.93	-2.68	17.85

✓ **Ferrailage des poutrelles étages courants**

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

b=36cm; b0=10cm; h=20cm; h0=4cm; h1=24cm.

❖ **Ferraillage en travée :**

Les poutrelles sont des sections en T, il faut alors calculer le moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$ .

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

$M_u > M_{tu} \Rightarrow$  On calcule une section en T.

- **Calcul à l'ELU :** Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\theta$ : influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h  $\Rightarrow \theta = 1$ )

$M_u$ : Moment sollicitant de calcul :  $M_u = 24.65 \text{ KN.m}$

$d = 22 \text{ cm}$

$$M_{tu} = 0.36 \times 0.04 \times 14.2 \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 40.89 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 40.89 \text{ kN.m} > M_u = 24.65 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$

$\Rightarrow$  **Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{24.65 \times 10^{-3}}{0.36 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0996 < \mu_l = 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A: } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Et :  $\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  pas d'armatures comprimées ( $A' = 0$ )

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1314 \Rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.208 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{24.65 \times 10^{-3}}{0.208 \times 348} = 3.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.36 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$ .....*vérifiée*

❖ **Ferraillage en appui**

- **Appuis intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.17 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.206 > 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 10\%_0 ; \mu_{bu} = 0.206 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.206}) = 0.291 \Rightarrow Z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.291) = 0.194m$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{14.17 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 2.098 \times 10^{-4} m^2 = 2.098 cm^2$$

On choisit : **Aa= 3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>**

⇒ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 cm^2 \Rightarrow A_{min} < A_a \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.70 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.186$$

⇒ Pivot A : **ξst = 10‰** ;  $\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.392$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069 \Rightarrow Z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.214m$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{3.70 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 0.497 cm^2 \Rightarrow \text{On choisit : } A_a = \mathbf{1HA10=0.79 cm^2}$$

⇒ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 cm^2$$

$A_{min} < A_a \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 20.51 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20.51 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.93 Mpa$$

$$F.P.N \Rightarrow \tau_{adm} = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 Mpa \right] = \min \left[ 0.2 \times \frac{25}{1.5} \right] = 3.33 Mpa$$

⇒  $\tau_u < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \Rightarrow$  Donc Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Calcul des armatures transversales : BAEL91**

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{1min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \Phi_{1min}; \frac{24}{35}; \frac{10}{10} \right) = 0.69 cm$$

On choisit un étrier  $\phi 8$  :  $A_t = 2\Phi 8 = 1.01 cm^2$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$st \leq \min(st1; st2; st3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St1 \leq \min[0.9 \times d; 40cm] \Rightarrow st1 \leq 19.8cm \\ st2 \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57cm \\ St3 \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} = 60.8cm \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec :  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$st \leq 19.8cm \Rightarrow$  Alors, on prend : **St = 15cm**

❖ **Vérification des armatures longitudinales**

$$Al > \frac{y_s}{f_e} \left[ Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right] \dots \text{pour l'appui intermédiaire.}$$

$$Al \geq \frac{y_s}{f_e} \times Vu \dots \text{pour l'appui de rive.}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$Al = A_{travée} + A_{inter} = 3.39 + 2.36 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$Vu = 20.51 \text{ kN} ; Mu = -14.17 \text{ kN.m}$$

$$Al = 5.75 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left[ 20.51 \times 10^{-3} + \frac{(-14.17 \times 10^{-3})}{0.9 \times 0.22} \right] = -1.47 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

• **Appui de rive :**

$$Al = A_{travée} + A_{rive} = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$Vu = 20.51 \text{ kN} ;$$

$$Al = 4.18 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \times 20.51 \times 10^{-3} = 0.59 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

• **Vérification de la bielle**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \text{①} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times Vu}{a \times b_0} \dots \text{②} \end{array} \right.$$

$$\text{② Dans ①} \Rightarrow Vu \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = [0.9 \times \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] = [0.9 \times 22,30 - 4]$$

$$\text{AN: } a = [19.8 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm}$$

$$Vu \leq 0.267 \times 19.8 \times 10 \times 25 = 132.165 \text{ kN} < 132.165 \text{ kN} \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui

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

On doit vérifier :

$$\tau^U_1 = \frac{b_1 \times Vu}{0.9 \times b \times d \times h^0} < \tau_{adm} ; \text{avec: } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{36 - 10}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$\tau^U_1 = \frac{0.275 \times 20.51 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.36 \times 0.04 \times 0.22} = 1.978 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture à la jonction Table – Nervure.

**Vérification a L'ELS**

**Position de l'axe neutre (y) :**

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

- Si  $H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  vérification d'une section ( $b \cdot h$ ).
- Si  $H < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  vérification d'une section en T

• **En travée :**

$$H = \frac{0.36}{2} (0.04)^2 - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -6.27 \times 10^{-4} m < 0$$

$\Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure.  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

$\Rightarrow$  calcul de la position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.36 - 0.1)0.04]y - 15(3.39 \times 10^{-4} \times 0.22) - (0.36 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0698m$$

$\Rightarrow$  Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{0.36}{3} 0.0698^3 - (0.36 - 0.1) \frac{(0.0698-0.04)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.22 - 0.0698)^2$$

$$I = 1.53232 \times 10^{-4} m^4$$

$\Rightarrow$  Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$AN : \sigma_{bc} = \frac{17.85 \times 10^{-3} \times 0.0698}{1.53232 \times 10^{-4}} = 8.13 Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Appui intermédiaire :**

$\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b_0 \times h$

$\Rightarrow$  Calcul de la position de l'axe neutre « y » :

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

$$AN : \frac{0.1}{2} y^2 + (15 \times 2.36 \times 10^{-4})y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow y = 0.0943m$$

$\Rightarrow$  Calcul de l'inertie I

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{0.1}{3}(0.0943)^3 + (0.22 - 0.0943)^2$$

$$I = 1.58284 \times 10^{-2}m^4$$

⇒ Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$AN : \sigma_{bc} = \frac{10.18 \times 10^{-3} \times 0.0943}{1.58284 \times 10^{-2}} = 0.61 Mpa < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Appui de rive :

$$H = \frac{0.36}{2}(0.04)^2 - 15 \times 0.79 \times 10^{-4}(0.22 - 0.04) = 5.013 \times 10^{-4} > 0$$

⇒ l'axe neutre passe par la table de compression (vérification d'une section (b \* h)).

⇒ Calcul de la position de l'axe neutre « y » :

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

$$AN : \frac{0.36}{2}y^2 + 15(0.79 \times 10^{-4} + 0)y - 15(0.79 \times 10^{-4} \times 0.22 + 0) = 0 \Rightarrow y = 0.0349m$$

⇒ Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow AN : I = \frac{0.65}{3}0.0349^3 + 15 \times 0.79 \times 10^{-4}(0.22 - 0.0349)^2$$

$$I = 0.42016951 \times 10^{-4}m^4$$

⇒ Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$AN : \sigma_{bc} = \frac{2.68 \times 10^{-3} \times 0.0349}{0.42016951 \times 10^{-4}} = 2.23 Mpa < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**II.2.2.2. Plancher terrasse inaccessible**

✓ Pour la poutrelle type 1

Les résultats des sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.4.les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible)

Type	ELU (qu = 7.19KN/ml)				ELS (qs = 5.25 KN /ml)		
	M appui <sup>max</sup> (KN.m)	M travée <sup>max</sup> (KN.m)	M appui (inter) (KN.m)	V <sup>max</sup> (KN)	M appui <sup>max</sup> (KN.m)	M appui (inter) (KN.m)	M travée <sup>max</sup> (KN.m)
Type 1	-2.90	20.19	-15.02	22.50	-2.11	-10.91	14.77

✓ Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

Tableau II.5. Ferrailage de la terrasse inaccessible

	$M$ (KN.M)	$\mu_{bu}$	$A$	$Z(m)$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (adopté)
Travée	20.19	0.047	0.059	0.211	2.75	1.69	3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
Appuis (inter)	-15.02	0.226	0.325	0.188	2.29	0.26	2HA10=2.36cm <sup>2</sup>
Appuis (rive)	-2.9	0.044	0.056	0.211	0.39	0.26	1HA10=0.79cm <sup>2</sup>

• Vérification de l'effort tranchant

On a :  $V_u=22.5\text{KN.m}$

FPN⇒

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22.5 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 1.023 \text{Mpa} < \tau_{adm} = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right] = 3.33 \text{Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{1min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = 0.69 \text{cm}^2$$

On choisit un étrier  $\phi 8$  :  $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{cm}^2$

⇒ calcul de l'espacement :

$$st \leq \min(st_1; st_2; st_3) = 19.8 \text{cm} \Rightarrow \text{on prend } St = 15 \text{cm}$$

• Vérification a l'ELU :  $V_u=22.5\text{KN.m}$  ;  $M_u=15.02\text{KN}$ .

Tableau II.6. les vérifications à L'ELU de la terrasse inaccessible

Niveaux	Rupture par cisaillement (Mpa)	Jonction Table nervure (Mpa)	Cisaillement des armatures aux appuis (cm <sup>2</sup> )		La Bielle (KN)
			Rive	Intermédiaire	
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3,33$	$\tau_{1u} \leq \bar{\tau}_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V$	$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} + \left( V + \frac{M}{0,9d} \right)$	$V \leq V_{adm}$
Plancher terrasse	1.04 < 3,33	1.20 < 3,33	4.18 > 0,645	5.75 > 0.287	22.5 < 132.165

• Vérification a l'ELS

Tableau II.7.les vérifications à l'ELS de la terrasse inaccessible

Niveaux	Position	$M_{Ser}$ KN.m	$A_s$ Cm <sup>2</sup>	$Y$ m	$I$ Cm <sup>4</sup>	$\sigma \leq \sigma_{adm}$ Mpa	Observation
Plancher terrasse	Travée	14.77	3.39	5.25	1.736603	4.47 < 15	Observée
	Appui inter	-10.91	2.36	4.36	1.76177	2.69 < 15	Observée
	Appui Rive	-2.9	0,79	5.86	0.7447	2.28 < 15	Observée

II.1.3.2Vérification de l'état limite de déformation

(1).  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.044 < 0.0625 \dots \dots \dots$  condition non vérifiée

(2).  $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15Mo} \Rightarrow 0.044 < 0.075 \dots \dots \dots$  condition non vérifiée

(3).  $\frac{A}{bo*d} \leq \frac{3.6}{fe} \Rightarrow 0.009 < 0.005 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

⇒la vérification de la flèche est nécessaire

D'après le BAEL91 la flèche est définie comme suite :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} + f_{gi} \quad f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5cm$$

Tableau II.8.les vérifications de la flèche des poutrelles

Paramètres		Plancher terrasse	Plancher Habitation
Charges (KN/m <sup>2</sup> )	$g$	7.08	5.76
	$J$	5.72	4.4
	$p$	8.08	7.26
Moment (KN. m)	$M_g^{Ser}$	10.9667	7.818
	$M_j^{Ser}$	9.6025	5.972
	$M_p^{Ser}$	10.9624	9.854
Calcul de $\lambda$	$\lambda_i$	2.62	2.62
	$\lambda_v$	1.05	1.05
$I$ (cm <sup>4</sup> )		11239	11239
Contrainte (Mpa)	$\sigma_{st}^g$	171.96	140.001
	$\sigma_{st}^j$	139.03	106.944
	$\sigma_{st}^p$	196.39	176.461

Calcul des $\mu$	$\mu_g$	0,71	0,66
	$\mu_j$	0,66	0,58
	$\mu_p$	0.75	0.72
Calcul de $I_0$ ( $cm^4$ )		21800	21800
Moment fissuré ( $cm^4$ )	$I_f^{gv}$	13709	14154
	$I_f^{ji}$	8782	9488
	$I_f^{pi}$	8122	8300
	$I_f^{gi}$	8346.3	8766
Les flèches ( $mm$ )	$f_{gv}$	19.58	15.44
	$f_{ji}$	8.24	5.87
	$f_{pi}$	12.58	11.06
	$f_{gi}$	10.72	8.31
La flèche $f$ ( $mm$ )		13.21	12.33
$f_{adm}(mm)$		5.505	5.505
$f \leq f_{adm}$		N'est pas Vérifiée	N'est Pas Vérifiée

⇒la flèche n'est pas vérifiée pour les deux plancher terrasse inaccessible et l'étage courant en recalcule a l'ELS.

• **Ferraillage a l'ELS (plancher étage courant)**

Tableau II.9.ferraillage des poutrelles à l'ELS (plancher étage courant)

Localisation	M (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A cal ( $cm^2$ )	A adopté
Travée	17.85	$2.8 \times 10^{-3}$	0.261	4.4	3HA14=4.62 $cm^2$
Appui inter	10.18	$1.043 \times 10^{-2}$	0.449	2.69	3HA14=4.62 $cm^2$
Appui de rive	2.68	$2.75 \times 10^{-3}$	0.256	0.661	3HA14=4.62 $cm^2$

• **Ferraillage à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)**

Tableau II.10.ferraillage des poutrelles a l'ELS (plancher terrasse inaccessible)

Localisation	M (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A cal ( $cm^2$ )	A adopté
Travée	14.77	$2.328 \times 10^{-3}$	0.24	3.62	3HA14=4.62 $cm^2$
Appui inter	10.91	$1.18 \times 10^{-2}$	0.47	2.92	3HA14=4.62 $cm^2$
Appui de rive	2.11	$2.16 \times 10^{-3}$	0.232	0.515	3HA14=4.62 $cm^2$

II.2.2.3. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau II.11. schéma de ferrailage des poutrelles

	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

II.2.2.4. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 33cm: dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm: dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A^{\perp} \text{ nervure} = \frac{4 \times b}{f_e}$$

Avec : L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=36 cm).

A<sup>⊥</sup> nervures: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles

Fe : limite élastique des aciers utilisés.

$$A^{\perp} \text{ nervure} = \frac{4 \times 36}{500} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A^{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement : St= 20cm ≤ 20cm

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// \text{ nervures} = A^{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A// = 4 \text{ } \varnothing 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A//: diamètre parallèle aux poutrelles

Avec un espacement : St=25cm < 33cm

❖ Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

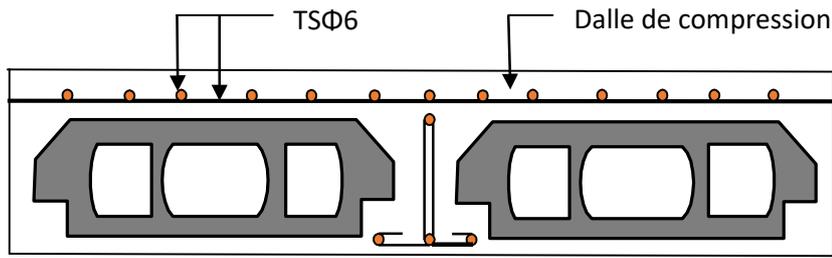


Figure II.5. schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2.2. Dalle pleine

Le calcul se fera pour la dalle type 1

(Dalle sur quatre appuis)

On a :  $L_x=1.3m$  ;  $L_y=4.7m$

$p = 1,3/4,7 = 0,276 < 0,4 \Rightarrow$  la dalle Travail sur un seul sens

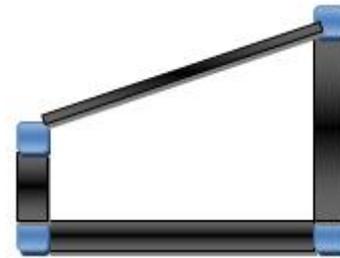


Figure II.6. schéma de la dalle pleine

II.2.2.1. Les sollicitations

$$G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_t = 0,85 M_0 \quad ; \quad M_a = 0,3 M_0 \quad \Rightarrow \quad M_o = ql^2/8$$

Tableau II.12. calcul des sollicitations de la dalle pleine

Sollicitations	q (KN/ml)	Les moments		
		M0(KN/m)	Mt(KN/m)	Ma(KN.m)
ELU	10.16	2.15	1.83	0.645
ELS	7.36	1.55	1.3175	0.465

II.2.2.2. Ferrailage de la dalle pleine

$$b = 1m \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = e - c = 14 - 2 = 12 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPu}$$

**Sens x-x :**

$$A_t^x = M_t^x / 3 * f_{st}$$

Tableau II.13. calcul des sollicitations a L'ELU de la dalle pleine

	sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$\beta$	Atcal(cm <sup>2</sup> )
Travée	Xx	At	1,83	0,00089	0,0111	0,119	0,442
	Yy	At/4					0,1105
Appui	Xx	Aa	0,645	0,00315	0,0039	0,119	0,155
	Yy	Aa/4					0,039

❖ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{t \min} = \rho_0 * b * e = 1.12 \text{ cm}^2$$

⇒ non vérifiée on doit ferrailer avec  $A_{\min}$

$$A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \Rightarrow V_u = \frac{10.165 * 1.3}{2} = 6.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.055 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature}$$

- **Espacement des armatures :**

La fissuration est peu nuisible

$$// L_x = S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ on opte pour } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser * y}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_x = q_s * L_x^2 / 8 = 1.55$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0.8 M_x = 1.3175 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.465 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des contraintes**

$$d = 12 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad A_x = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser}^x = 1.3175 \text{ KN.m}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A * y - 15A * d = 0 \Rightarrow y = 2.41 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3397.75 \text{ cm}^4$$

Tableau II.14. les vérifications a l'ELU de la dalle pleine

	Mx(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σbc(MPa)	σ̄(MPa)	observation
Travée	1.3175	2.01	2.41	3397.75	0.93	15	Vérifiée
Appui	0.465	2.01	2.41	3397.75	0.93	15	Vérifiée

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

$$At \geq \frac{Vu * ys}{fe} \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{6.6 * 1.5}{400} = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Contraintes de

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 55.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55.78 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'état limite de déformation

$$(1) \frac{h}{Lx} \geq \max \left( \frac{Mt_{ser}}{20 * M_{oser}}; \frac{3}{80} \right)$$

$$\frac{0.14}{1.3} = 0.1076 \geq \max \left( \frac{1.3175}{20 * 1.55}; 0.037 \right) = 0.0425 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$(2) \frac{A}{b * d} = 1.675 * 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

II.2.2.3. Schéma de ferrailage

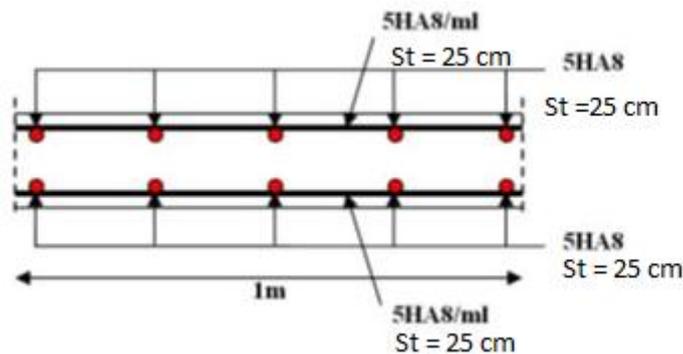


Figure II.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

### II.2.3. Etude de l'escalier

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

On va effectuée l'étude sur l'escalier de l'étage courant :

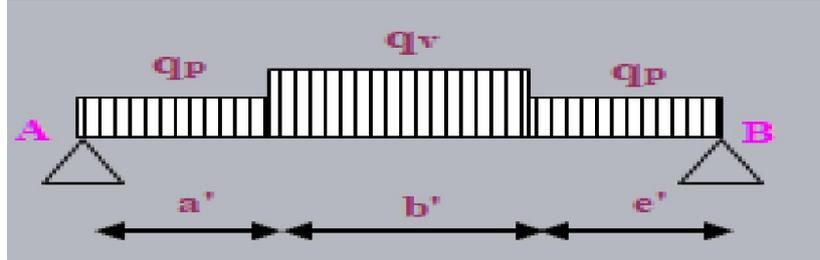


Figure II.8. schéma statique de l'escalier

#### II.2.3.1. Calcul des sollicitations dans l'escalier

##### ❖ Les chargements :

On a : Palier :  $G_p = 6.56 \text{ KN/m}^2$      $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$   
 Volée :  $G_v = 9.84 \text{ KN/m}^2$      $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

##### ❖ Combinaison de charges

###### • Pour la volée

ELU :  $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v$   
 $= 1.35(9.84) + 1.5(2.5) = 17.034 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = G_v + Q_v = 9.84 + 2.5 = 12.34 \text{ KN/m}$

###### • Pour le palier

ELU :  $q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35(6.56) + 1.5(2.5) = 12.61 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = G_p + Q_p = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ KN/m}$

⇒ La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

##### ❖ Les réactions d'appuis :

A l'ELU :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0$$

$$R_A = 40.88 \text{ KN} ; R_B = 40.97 \text{ KN}.$$

A l'ELS :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0$$

$$R_A = 29.49 \text{ KN} ; R_B = 29.56 \text{ KN}.$$

##### ❖ Calcul des sollicitations

Tableau II.15. Calcul des sollicitations dans l'escalier

Etats limites	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ Appuis	$M^{max} \text{ (KN.m)}$ Travée	$V \text{ (KN)}$
ELU	62.12	31.06	46.59	40.97
ELS	44.91	17.96	38.17	32.63

**II.2.3.2. Ferrailage des escaliers**

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre et une fissuration peut nuisible (e= 2cm). A la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et a l'ELS.

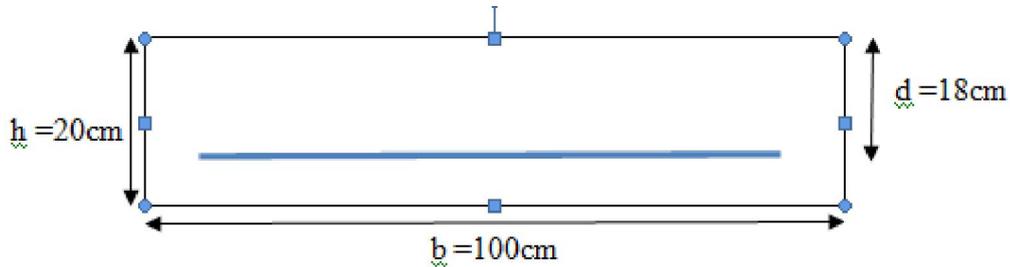


Figure II.9.coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier

Tableau II.16.Les résultats de ferrailage de l'escalier à L'ELU

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A opt (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En Travée	46.59	0.102	0.134	0.170	7.86	2.174	4HA16=8.04	25
En appuis	31.06	0.068	0.088	0.174	5.14	2.174	5HA12=5.65	20

❖ Vérification a L'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.1735 \text{ cm}^2.$$

• Vérification au cisaillement : L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

Tel que :  $\tau_U \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{40.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.23 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_U} = \min(0.2 f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

On aura :  $\tau_U = 0.23 \leq \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ Mpa}$  .....Condition vérifiée

⇒Donc pas de risque de cisaillement et Pas d'armature transversale

• Armatures de répartitions :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

En travée :  $At = \frac{A_t}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  on choisie : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  on choisie : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml

• **Vérification de l'espacement des armatures**

En travée :

$St < \min (3e; 33\text{cm}) \Rightarrow 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

En appui :

$St < \min (3e; 33\text{cm}) \Rightarrow 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

Armature de répartition :

$St < \min (4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

• **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le BAEL91 on a deux types :

- **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$V_{max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$

$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 0.162$

$V_{max} = 0.04097 \text{MN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 1 \times 25 = 1.08135 \text{MN}$

- **L'influence sue les armatures longitudinales**

$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$

$A_t = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{cm}^2$

$A_t = 9.58 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 40.97 \times 0.001}{400} = 1.18 \text{cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELS**

❖ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifiée :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

**Calcul de y :**  $y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(As + As') \times y - 15 \times (d \times As + d' \times As') = 0$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [As \times (d - y)^2 + As' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.17.vérification à l'ELS de l'escalier**

	<i>Mser(KN.M)</i>	<i>Y (cm)</i>	<i>I (cm<sup>4</sup>)</i>	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travées</b>	38.17	4.74	18451.3	9.81	15
<b>Appuis</b>	17.96	4.05	13686.1	5.32	15

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

❖ Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{5.65} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.035 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.023 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_o \times d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ la vérification de la flèche est nécessaire

La condition à vérifier est :  $f \leq f_{adm}$

Avec : 
$$\begin{cases} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{adm} = 1/1000 + 0.5 \text{ cm car } l \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

○ Calcul des moments sous g ; j et p

On a : ⇒ pour la volée 
$$\begin{cases} g = 9.84 \text{ KN/m}^2 \\ j = 8.13 \text{ KN/m}^2 \\ p = 12.34 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

⇒ pour le palier 
$$\begin{cases} g = 6.56 \text{ KN/m}^2 \\ j = 5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 9.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Calcul des modules de Young différées et instantanées

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \\ E_i = 3 * E_v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E_v = 10721.4 \text{ Mpa} \\ E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✓ Les moments

$$\begin{cases} M_g^{ser} = 29.69 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 24.06 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 38.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul de coefficient λ

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_o) \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i \end{cases} \text{ Avec } \rho = \frac{A_t}{b_o * d} = 0,0044 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 4,77 \\ \lambda_v = 1,91 \end{cases}$$

✓ Calcul de  $Y_G$  et  $I_0$

$$(Y_G) \dots Y_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = 5.46 \text{ cm}$$

$$(I_0) \dots I_0 = 24107 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_g^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_j^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_p^{Ser}}{I} (d - y) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 231.71 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 187.76 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 297.88 \text{ MPA} \end{cases}$$

✓ Calcul de  $\mu$

$$\mu: \begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,405 \\ \mu_j = 0,320 \\ \mu_p = 0,499 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés  $I_f$

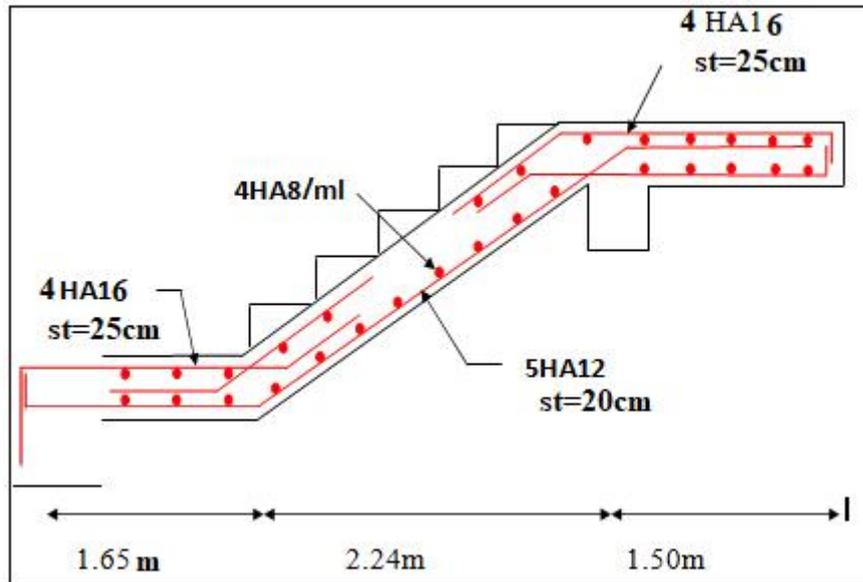
$$\checkmark \text{ I}_f: \begin{cases} I_f^{gv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 211466 \text{ m}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 148386 \text{ m}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 110826 \text{ m}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 127836 \text{ m}^4 \end{cases}$$

✓ Calcul des flèches  $f$

$$\checkmark \text{ f: } \begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_v * I_f^{gv}} = 4.181 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_j^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{ji}} = 1.609 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_p^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{pi}} = 3.418 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{gi}} = 2.305 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D'ou f = 3.684 \text{ mm} \\ Or f_{adm} = 5.655 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow f < f_{adm} \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

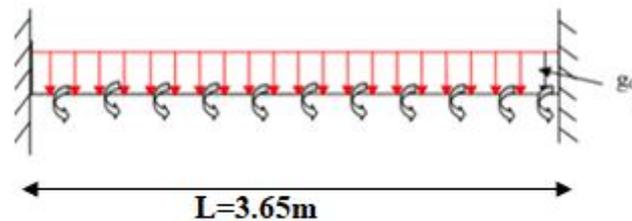
II.2.3.3. Schéma de ferrailage de l'escalier



Figures II .10.schéma de ferrailage de l'escalier

### II.2.3.4. Calcul de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion.



Figures II.11.schéma statique d'une poutre palière

#### ❖ Dimensionnement

On a :  $L=365cm$

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

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.33cm \leq h \leq 36.5cm$$

Selon l'exigence du RPA99 (Art 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 35cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{on prend : } h=35cm ; b=35cm$$

**II.2.3.4.1. Les sollicitations sur la poutre palière**

Les sollicitations qui reviennent à la poutre palière sont :

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$g_1$  : Poids du mur extérieur

$g_0 = 25 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 3.06 \text{ KN/ml}$

$g_1 = 1.26 \cdot (3.24 - 0.3) / 2 = 1.86 \text{ KN/ml}$

⇒ La charge transmise par l'escalier :

ELU :  $R_a = 30.69 \text{ KN}$

ELS :  $R_a = 22.09 \text{ KN}$

Donc :  $q_u = 37.16 \text{ KN/m}$

$q_s = 27.01 \text{ KN/m}$

❖ **Les moments et les efforts tranchant**

Les résultats obtenus des moments et des efforts tranchant sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.18. Les sollicitations de la poutre palière à l'ELU et à l'ELS

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	52.61	24.76	67.82
ELS	38.23	17.99	67.82

**II.2.3.4.2. Le ferrailage de la poutre palière**

❖ **Armature à la flexion simple**

$b = 35 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 0.9 \cdot 35 = 31.5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.19. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU

Mu (KN/m)	$\mu_{bu}$	A	z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> /m)	Amin (cm <sup>2</sup> /m)
<b>En travée</b>					
52.61	0.097	0.128	0.313	4.83	<b>1.39</b>
<b>En appuis</b>					
24.75	0.046	0.057	0.322	2.21	<b>1.39</b>

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = 67.82 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$\overline{\tau_u} = 0.587 < \tau_u = 3.325$

❖ **Armature transversales à la flexion**

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

❖ Calcul de la section d'armatures à la torsion

- U : périmètre de la section  $\Rightarrow U = 2[(b - e) + (h - e)]$
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur  $\Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e)$
- e : épaisseur de la proie  $= \phi/6$

Tableau II.20. calcul à la torsion de la poutre palière

Mtor (KN.m)	E (cm)	$\Omega$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (cm)	A (cm <sup>2</sup> )
36.5	5.83	850.69	116.67	7.19

❖ Section totale du ferrailage de la poutre palière

On a :  $A (t/a) = A_{flexion} + A_{torsion}$

Tableau II.21. ferrailage de la poutre palière

Position	En travée	En appui
A (cm <sup>2</sup> )	9.59	7.59
A (adopté)	6HA16=12.06cm <sup>2</sup>	6HA14=9.24cm <sup>2</sup>

❖ Calcul des armatures transversales

Soit :  $St = 15\text{cm}$  en travée

$St = 15\text{cm}$  en appuis

$A_{t \min} = 0.003 * St * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.575\text{cm}^2$

$A_t = \frac{M_{tu} * St * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 1.33\text{cm}^2 \Rightarrow A_{torsion} = 2.94\text{cm}^2$

⇒ calcul des armatures transversales

$\phi t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, 1\right) = \min\left(\frac{35}{10}, \frac{35}{35}, 1\right) = 1\text{cm}^2$  on prend :  $A_t = 2\phi 8 = 1.01\text{cm}^2$

$A_t = A_{t \text{ flexion}} + A_{t \text{ torsion}} = 1.01 + 2.94 = 3.95$  on prend :  $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_t / 28 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 0.93\text{cm}^2$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 3.68\text{MPa} < \tau_u = \min(0.13f_c / 28; 4\text{MPa}) = 3.72 \dots \text{vérifiée}$

❖ Vérification à l'ELS

❖ Etat limite de compression du béton

Tableau II.22. calcul a à la compression de la poutre palière

	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En appuis	17.98	9.06	43064	3.78	15
En travée	38.23	10.71	59048	6.93	15
Observation	Vérifiée				

⇒ Les trois conditions de déformations sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### II.2.3.4.3. Schéma de ferrailage

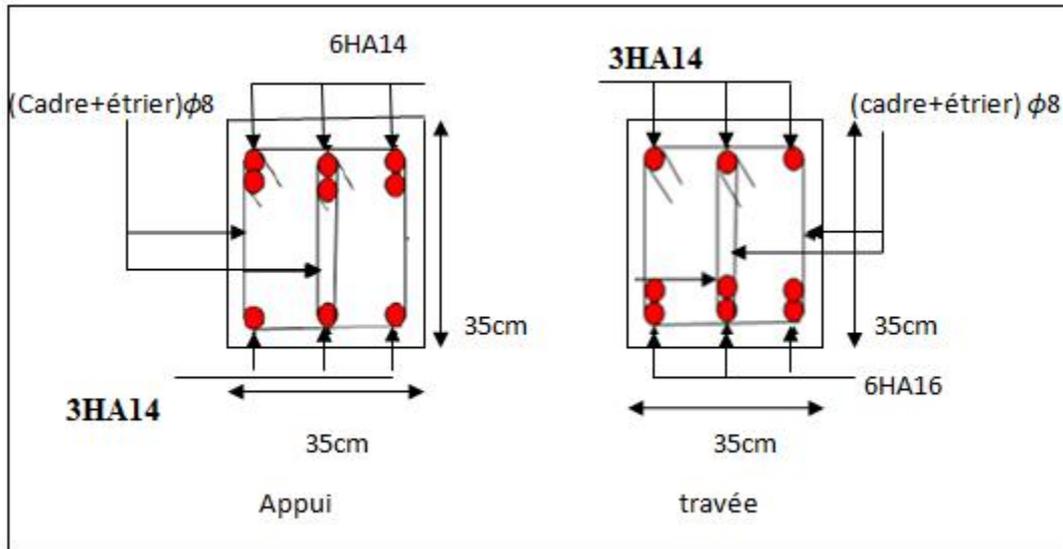


Figure II.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière

### II.2.4. Etude de l'acrotère

#### ❖ Caractéristique géométrique

$$XG = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 6.73 \text{ cm}$$

$$yG = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = 56.02 \text{ cm}$$

$$St = 0.11725 \text{ cm}^2$$

$$G = 3.2 \text{ KN.m} ; Q = 1 \text{ KN.m}$$

#### ✓ Hypothèses de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré nuisible.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

#### II.2.4.1. Ferrailage de l'acrotère

##### • Vérification au séisme

D'après le RPA99 version 2003 article 6.2.3 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant cette formule :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone sismique (zone II a) = 0.15

C<sub>p</sub> : facteur de force horizontale = 0.8

WP : le poids propre  $\Rightarrow G_{tot}=3.2 \text{ KN/m}$

Fp : force horizontale pour les éléments non structuraux

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 3.2 = 1.54 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$N_G = N_Q = N_F = 0$$

$$M_Q = Q * h = 1 * 1 = 1 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{Fp} = F_p * Y_g = 0.85 \text{ KN.m} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml :

Tableau II. 23 .les sollicitations de l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.2	4.32	3.2
M (KN .m)	1.86	1.5	1

• **Calcul de l'excentricité**

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{4.32} = 0.35 \text{ m} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.167 \dots\dots\dots(2).$$

❖  $e_1 \phi \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u * e$ .

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u / N_u$ ) par une excentricité totale de calcul.  $e = e_0 + e_1 + e_2$  Avec :  
 $e_0$  : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante de contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_1$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) \Rightarrow L : \text{portée de l'élément} = 100 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 100/250) = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Selon le BEAL91} \dots e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \phi * \alpha)}{h_0 * 10^4}$$

Avec :  $\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée

$$\alpha : M_G / (M_G + M_Q) \Rightarrow \alpha = 0 ; h_0 : \text{hauteur de la section} = 10 \text{ cm}$$

$$l_f : \text{longueur de flambement} = 2 * l_0 \Rightarrow l_f = 2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 * 2^2 * 2}{0.1 * 10^4} \Rightarrow e_2 = 0.024 \text{ m}$$

$$D'où e = 0.3472 + 0.02 + 0.024 \Rightarrow e = 0.3912 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :  $\begin{cases} N = 4.32\text{kN} \\ M = N * e = 1.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

⇒ Les sollicitations corrigées à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS  
 ⇒  $h/6 < e_0$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion Simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,69 + 4.32 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * 14,2} = 0,02 < 0,186 \text{ (pivot A)} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d * (1 - 0,4\alpha) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,025 \\ Z = 0,0792\text{m} \end{cases}$$

$$A_{F.S} = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1,82 * 10^{-3}}{0,0792 * 348} \Rightarrow A_{F.S} = 0,66\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_t = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = 0,66 * 10^{-4} - \frac{4.32 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_t = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.966\text{cm}^2$$

$$A_{min} > A_t \dots \text{On ferraille avec } A_{min} = 0.966\text{cm}^2$$

Soit  $A = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$  avec :  $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm} \dots \text{Ok}$

❖ Armatures de réparation

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}6 = 1.13\text{cm}^2$$

❖ Vérification des espacements

⇒ Armatures principales :  $St \leq \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$  on opte pour  $St = 30\text{cm}$

⇒ Armatures secondaires :  $St \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$  on opte pour  $St = 25\text{cm}$

❖ Vérification à L'ELU

⇒Vérification de l'effort tranchant : ( $V=2,54 \text{ KN}$ )

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = V/b * d = 2,54/1 * 0,08 \Rightarrow \tau_u = 0.03175\text{Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa}(FN). \end{cases}$$

⇒  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée.

⇒sollicitations accidentelle :

$$V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.54 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.03175 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

❖ Vérification à l'ELS ( $M_{ser} = 1 \text{ KN.m}$  ;  $N_{ser} = 3,2 \text{ KN}$ )

⇒Calcul de l'excentricité  $e_{ser}$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{3,2} \Rightarrow e_{ser} = 0,313 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,06\text{m} \Rightarrow \text{SPC}$$

⇒Vérification de la contrainte dans le béton

$$\text{Il faut vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPA}$$

**Calcul de y :**  $y = (y_c + C)$  avec  $C = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,313 - \frac{0,10}{2} \Rightarrow C = 0,2625\text{m}$

Convention de signe ( $C < 0$  et  $Y_c > 0$ ) car on a SPC ;  $C = -0,2625\text{m}$

$$y_c^3 + P y_c + q = 0 \dots (1) \text{ avec } \begin{cases} P = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C) \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P = -0,2 \text{ m}^2 \\ q = 0,034 \text{ m}^3 \end{cases}$$

l'equation(1) devient :  $y_c^3 - 0,2 y_c + 0,034 = 0$

⇒après résolution de l'équation :  $y_c = 0,28\text{m} \Rightarrow y_{ser} = 0,02\text{m}$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1,91 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = \frac{3,2 * 10^{-3}}{1,91 * 10^{-5}} * 0,02 = 3,35 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{Vérifiée}$$

$\sigma_s = 150,78 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$

**II.2.4.2. Schéma de Ferrailage**

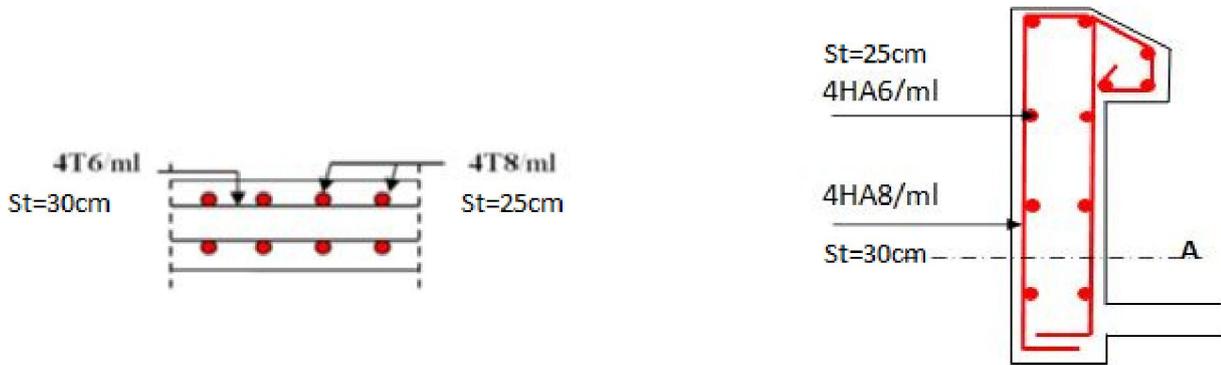


Figure II.13. schéma de ferrailage de l'acrotère

## **Chapitre III**

### **Etude dynamique**

## 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, séismes 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.

### III.1.Modélisation de la structure :

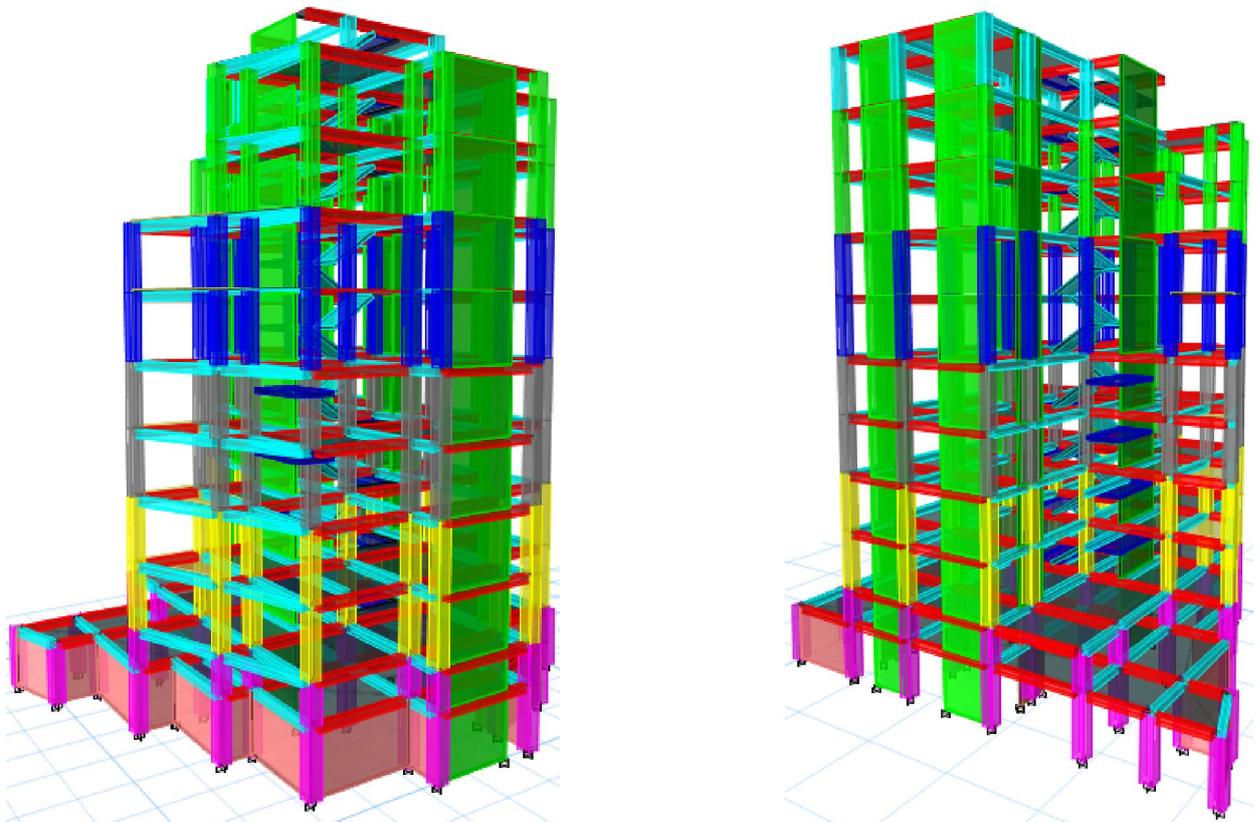
#### III.1.1.Description de ETABS :

ETABS est l'abréviation de « **E**xtended **T**hree **D**imensional **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems », qui est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil (catégorie bâtiment), soit en béton, en acier ou tous autres matériaux choisis par l'utilisateur.

On va utiliser pour notre étude la version **ETABS2016 V 16.2.1**

#### III.1.2.Modélisation :

la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.



**Figure III.1:** vue en 3D de la structure.

**III.2.Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **par la méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

- **par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

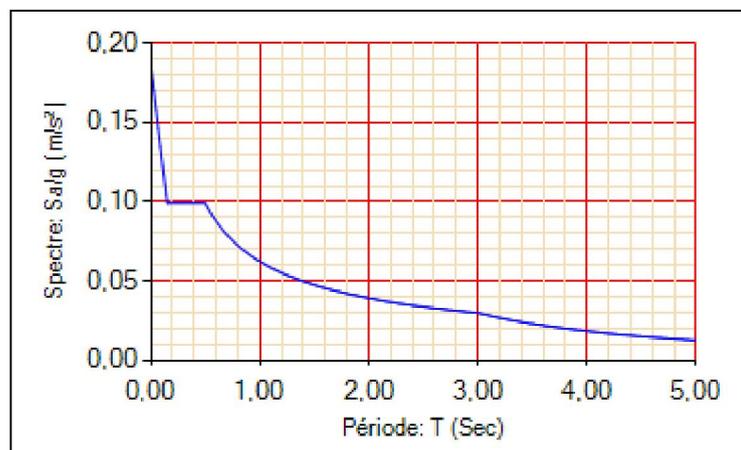
Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel qualifiée

- **par la méthode d'analyse modale spectrale :**

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-13)} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure III.2:** spectre de réponse sens (x-x) et (y-y)

### III.2.1. Présentation de la méthode choisit :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique} \dots\dots\dots RPA99V2003(Art 4.3.6)$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de  $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$ .

Avec :

$V_{dyn}$  : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$  : Effort tranchant statique à la base.

Tel que :

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

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids total de la structure :

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

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de notre structure:

→ **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2-----Zone sismique IIa.

→ **R= 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

→ **Q = 1 + \sum\_1^6 P\_q** ... .. RPA99/2003 (Formule 4.4).

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé on non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau. III.1. Valeurs des pénalités.**

N°	« Critère q »	Observé	Pq/xx	Obs	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.2$

$$\rightarrow D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T_2 \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

Avec :

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement
- $\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, et du type des remplissages *RPA99 (Tableau 4-2)*.

Pour une construction mixte on prend la moyenne  $\rightarrow \xi = 8.5\%$

On a :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$  *RPA99/2003 (Formule 4.3)*

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 8,5$  D'où  $\eta = 0.82$

- $T_1$  et  $T_2$  période caractéristique associées à la catégorie du site

On a un site meuble :  $S_3 \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$  *RPA99 (Tableau 4.7)*

- $T$  : la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques), donc La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times H_n^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) ; \text{ (RPA99 Formule 4.6)} \\ T = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) ; \text{ (RPA99 Formule 4.7)} \end{cases}$$

$H_n$ : la hauteur total du bâtiment = 37,61 m

$C_T$  : coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage .

Notre cas:  $C_T = 0.05$  (3eme cas).....*RPA(Tableau 4.6)*

$L$  : la distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction considérée.

$$\begin{cases} L_x = 20,75m \\ L_y = 26,2m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,709s ; 0,679s) = 0,679s \\ T_y = \min(0,709s ; 0,604s) = 0,604s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,67 \\ D_y = 1,807 \end{cases}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{stx} = 1,3 \times 0,679 = 0,883s \\ T_{sty} = 1,3 \times 0,604 = 0,785s \end{cases}$$

$$\rightarrow W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le *RPA99/2003*(tableau 4.5).

$\beta = 0.20$  : Pour des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés

Dans notre cas :  $W = 33129.3405 \text{ KN}$  (Donnée par logiciel ETABS)

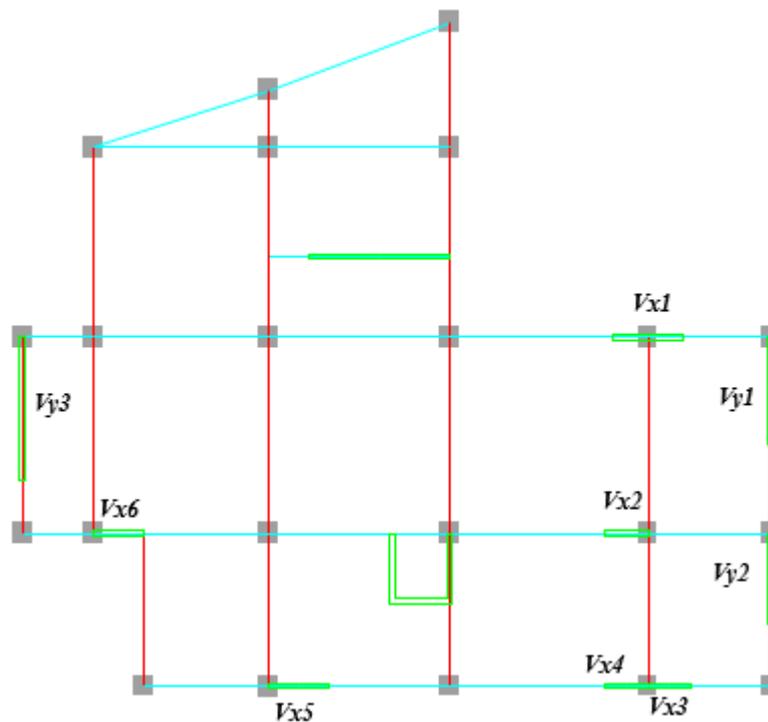
La force sismique statique totale à la base de la structure sera :  $\begin{cases} V_{st}^x = 1991,73 \text{ KN.} \\ V_{st}^y = 2155,12 \text{ KN.} \end{cases}$

### III.3. Résultats Obtenus :

Après la modélisation de notre structure avec le logiciel ETABSV16, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### A) Disposition des voiles :

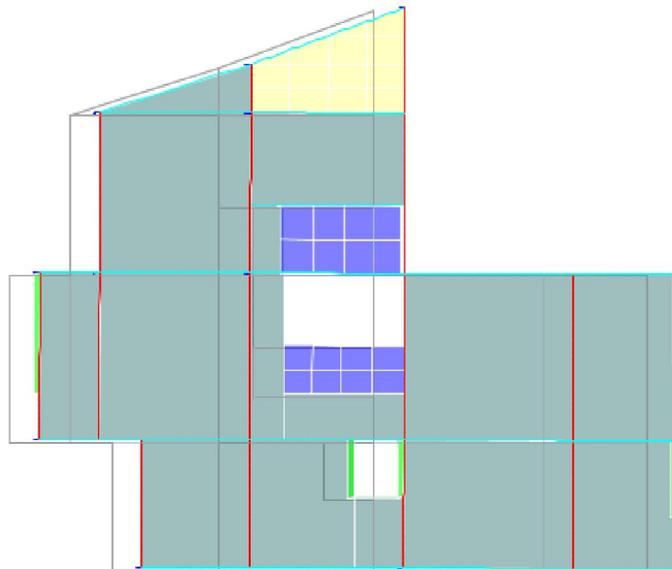
La disposition que nous avons adoptée est représentée sur la figure qui suit :



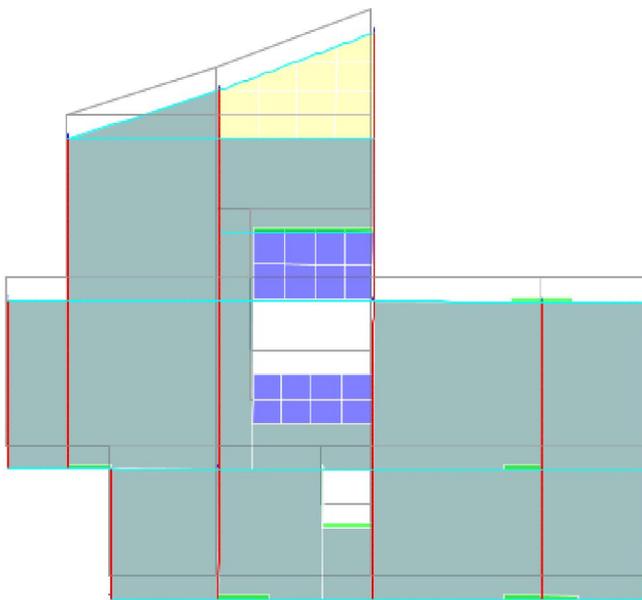
**Figure.III.3:** Disposition des voiles de contreventement.

**B) Comportement de la structure :**

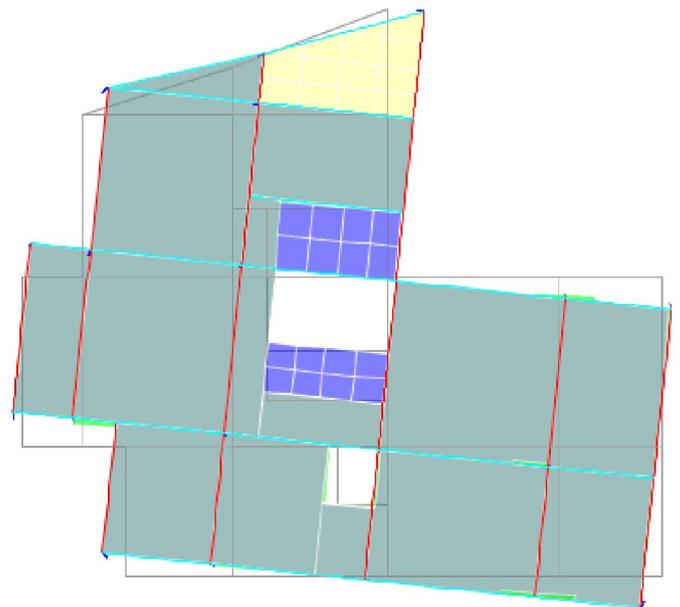
Le comportement de la structure lors des trois premiers modes sont représentées dans les figures suivantes :



**Figure.III.4:** Mode propre n°01



**Figure.III.5:** Mode propre n°02



**Figure.III.6:** Mode propre n°03

### C) Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique de la structure**

Mode	Période (sec)	Masses modales en %			Masses modales cumulées en %		
		Sens X UX	Sens Y UY	Sens Z UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,813	0,6045	0,0058	0	0,6045	0,0058	0
2	0,714	0,0057	0,608	0	0,6103	0,6138	0
3	0,669	0,0014	0,0031	0	0,6116	0,6169	0
4	0,527	0,0002	0,0006	0	0,6119	0,6175	0
5	0,306	0,0005	0,0025	0	0,6124	0,62	0
6	0,299	0,0004	0,0011	0	0,6127	0,6211	0
7	0,295	0,0004	0,0001	0	0,6131	0,6212	0
8	0,293	0,0005	0,0001	0	0,6136	0,6212	0
9	0,291	0,000002862	0,0002	0	0,6136	0,6214	0
10	0,291	0,000000614	0,00001205		0,6136	0,6214	
/	/	/	/	/	/	/	/
83	0,04	0,0004	0,0009	0	0,8816	<b>0,9007</b>	0
/	/	/	/	/	/	/	/
93	0,036	0,0015	0,0115	0	<b>0,9011</b>	0,9236	0

#### ✚ Vérification de la période fondamentale :

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 % :

$$T_{dy} \leq 1,3T_{st} \rightarrow \begin{cases} T_{dy}^x = 0,813 \text{ s} \leq T_{st,x} = 0,883 \text{ s.} \\ T_{dy}^y = 0,714 \text{ s} \leq T_{st,y} = 0,785 \text{ s.} \end{cases}$$

### III.4.Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99 V2003 :

#### III.4.1.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante :  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3: vérification de la résultante des forces sismiques à la base.**

Force sismique à la base	Vdyn (KN)	0,8Vst (KN)	Observation
Sens X	1460,72	1593,38	Non vérifiée
Sens Y	1600,21	1724,09	Non vérifiée

**SOLUTION:** il faut augmenter tous les paramètres de réponse (force, déplacement, moment...) dans le rapport  $\rightarrow \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$  ... .. *RPA99 (Art 4.3.6)*

$$\text{Donc } \rightarrow \begin{cases} \text{dans le sens x on augmente de } \frac{0,8V_{st}^x}{V_{dy}^x} = 1,0908. \\ \text{dans le sens y on augmente de } \frac{0,8V_{st}^y}{V_{dy}^y} = 1,0774. \end{cases}$$

### III.4.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le *RPA99/2003 Art3.4.a* exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

#### A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{voiles} + \Sigma F_{portiques}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

#### B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{voiles} + \Sigma F_{portiques}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats concernant notre structure sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.4: Vérification de l'interaction verticale.**

NIVEAUX	Interaction verticale voiles – portiques			
	charges verticales (KN)		charges verticales (%)	
	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques
/				
ETAGE 9	469,53	1163,17	28,75	71,24
ETAGE 8	1065,60	2895,88	26,89	73,10
ETAGE 7	1480,47	4921,20	23,12	76,87
ETAGE 6	1935,84	7137,38	21,33	78,66
ETAGE 5	2436,43	9299,87	20,75	79,24
ETAGE 4	2846,11	11702,63	19,56	80,43
ETAGE 3	3327,18	13876,85	19,33	80,66
ETAGE 2	3636,03	16662,28	17,912	82,08
ETAGE 1	4176,82	19345,95	17,75	82,24
RDC	4989,12	21903,87	18,55	81,44
Entre sol	5313,85	21163,66	20,06	79,93

**Commentaire :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction horizontale est vérifiée, sauf dans les premiers niveaux .

Tableau.III.5: Vérification de l'interaction horizontale.

NIVEAUX	INTERACTION SELON X-X				INTERACTION SELON Y-Y			
	CHARGES HORIZONTALES (KN)		CHARGES HORIZONTALES (%)		CHARGES HORIZONTALES (KN)		CHARGES HORIZONTALES (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
ETAGE 9	74,85	85,63	46,64	53,35	123,85	136,20	47,62	52,37
ETAGE 8	81,55	36,82	68,89	31,10	393,92	252,87	60,90	39,09
ETAGE 7	85,83	58,19	59,59	40,40	509,86	253,09	66,82	33,17
ETAGE 6	90,66	82,27	52,42	47,57	541,29	221,39	70,97	29,02
ETAGE 5	78,29	115,23	40,45	59,54	495,24	179,85	73,35	26,64
ETAGE 4	72,30	173,86	29,37	70,62	387,24	140,48	73,37	26,62
ETAGE 3	118,10	246,19	32,41	67,58	249,87	169,28	59,61	40,38
ETAGE 2	135,98	306,90	30,70	69,29	404,67	357,55	53,09	46,90
ETAGE 1	135,41	448,94	23,17	76,82	917,08	714,60	56,20	43,79
Rdc	278,34	622,84	30,88	69,11	1312,50	1062,95	55,25	44,74
Entre sol	308,66	473,66	39,45	60,54	1109,27	673,20	62,23	37,76

Commentaire : Les résultats obtenus montrent que l'interaction horizontale est vérifiée .

### III.4.3. Justification de l'effort normal réduit:

On entend par effort réduit, le rapport :  $\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}}$

Avec :

**N** : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B<sub>c</sub>** : l'aire (section brute) de cette dernière.

**f<sub>cj</sub>** : la résistance caractéristique du béton.

L'inégalité de l'effort normal réduit, doit être vérifiée pour le poteau le plus sollicité de chaque étage et ce conformément aux exigences du **RPA99/2003(art7.4.3.1)**.

On doit vérifier que :  $\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Formule 7.2)}$ .

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau.III.6: Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.

NIVEAU	b (cm)	h (cm)	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	ν	Observation
Entre sol	65	65	4225	3237,36	0,30	Vérifiée
RDC	65	65	4225	3042,14	0,288	Vérifiée
Etage 1	60	60	3600	2925,05	0,30	Vérifiée
Etage 2	60	60	3600	2542,55	0,282	Vérifiée
Etage 3	60	55	3300	2131,28	0,258	Vérifiée
Etage 4	60	55	3300	1866,43	0,226	Vérifiée
Etage 5	55	55	3025	1525,81	0,20	Vérifiée
Etage 6	55	55	3025	1216,73	0,16	Vérifiée
Etage 7	55	50	2750	939,27	0,136	Vérifiée
Etage 8	55	50	2750	675,68	0,098	Vérifiée
Etage 9	50	50	2500	398,20	0,063	Vérifiée

**Remarque :** Les sections des poteaux prises lors du pré dimensionnement ont été insuffisantes pour vérifier l'effort normale réduit, alors nous les avons augmentées telles présentées dans le **Tableau.III.6.**

**III.4.4. Justification vis-à-vis des déplacements entre étages:**

Selon le **RPA99/2003 article 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent **pas dépasser 1.0%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1} \dots \dots \dots \text{RPA99(art 4.4.3)}.$$

Avec :  $\delta_k = R * \delta_{eK} \dots \dots \dots \text{RPA99(formule 4.19)}$

Tel que :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

$\delta_{eK}$ : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

$R$  : coefficient de comportement (R=5).

**Tableau.III.7: Vérification des déplacements relatifs entre étages ( $\frac{\Delta_k}{h_k}$ ).**

Niveau	$h_k$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
<b>Entre sol</b>	3,25	0,17	0,0008	0	0,0008	0,0002	0,184	0,0009	0	0,0009	0,0002
<b>Rdc</b>	1,96	0,76	0,003	0,0008	0,0022	0,001	0,748	0,003	0,0009	0,002	0,001
<b>Etage1</b>	3,24	2,28	0,01	0,003	0,007	0,002	2,18	0,019	0,003	0,016	0,004
<b>Etage2</b>	3,24	4,39	0,02	0,01	0,01	0,003	3,967	0,01	0,019	0,009	0,002
<b>Etage3</b>	3,24	6,87	0,03	0,02	0,01	0,003	6,11	0,03	0,01	0,02	0,006
<b>Etage4</b>	3,24	9,44	0,047	0,03	0,017	0,005	8,164	0,04	0,03	0,01	0,003
<b>Etage5</b>	3,24	11,96	0,05	0,047	0,003	0,0009	10,175	0,05	0,04	0,01	0,003
<b>Etage6</b>	3,24	14,28	0,07	0,05	0,02	0,006	12,068	0,06	0,05	0,01	0,003
<b>Etage7</b>	3,24	16,28	0,08	0,07	0,01	0,003	14,059	0,07	0,06	0,01	0,003
<b>Etage8</b>	3,24	18,07	0,09	0,08	0,01	0,003	15,758	0,078	0,07	0,008	0,002
<b>Etage9</b>	3,24	22,24	0,11	0,09	0,02	0,006	19,218	0,09	0,078	0,012	0,003

**Remarque :**

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**III.4.5. Justification vis-à-vis à l'effet de P-Δ :**

Selon le **RPA99/2003 art5.9**, les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas où la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$  : Effort tranchant de l'étage au niveau k .

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : la hauteur d'étage k .

- Si :  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , L'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant l'effet de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si :  $\theta_k > 0,2$  :La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.8: Vérification des effets du second ordre.**

Niveaux	$P_k$ (KN)	Sens x -x			Sens y -y		
		$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$V_k^x$ (KN)	$\theta_x$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$V_k^y$ (KN)	$\theta_y$
Entre sol	33129,34	0,0002	1593,36	0,004	0,0002	1724,10	0,003
Rdc	27819,04	0,001	1583,78	0,017	0,001	1710,62	0,016
Etage1	24916,38	0,002	1559,70	0,031	0,004	1682,21	0,059
Etage2	21833,00	0,003	1496,73	0,043	0,002	1613,63	0,027
Etage3	18749,63	0,003	1399,02	0,040	0,006	1510,25	0,074
Etage4	15782,68	0,005	1272,69	0,062	0,003	1373,99	0,034
Etage5	12775,70	0,0009	1117,70	0,010	0,003	1204,44	0,031
Etage6	9855,40	0,006	932,36	0,063	0,003	1001,57	0,029
Etage7	6935,10	0,003	715,34	0,029	0,003	764,21	0,027
Etage8	4145,30	0,003	465,33	0,026	0,002	492,16	0,016
Etage9	1492,17	0,006	190,33	0,047	0,003	202,82	0,022

### Remarque :

Nous voyons que  $\theta_i$  est toujours inférieur à 0.1, pour chaque niveau "k" et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

### Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour l'étude dynamique et sismique de la structure et la vérification des résultats obtenue vis-à-vis du règlement parasismique en vigueur *RPA99 V2003*.

Cependant après avoir trouvé la bonne disposition des voiles, et que cela nous a permis de satisfaire les conditions exigées par le *RPA99 V2003*, on peut garder notre modèle afin d'entamer l'étude des éléments structuraux selon les dimensions qui suivent :

**Tableau. III.9: Les dimensions finales des éléments structuraux.**

Etages	Entre sol + RDC	1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	Etage 9
Poteaux(cm <sup>2</sup> )	65×65	60×60	60×55	55×55	55×50	50*50
Voiles (cm <sup>2</sup> )	$V_{rdc}+V_{entre\ sol}$	20				
	$V_{étage}$	15				
Poutres (cm <sup>2</sup> )	PP	30×40				
	PS	30×40				

## **Chapitre IV**

### **Etude Des éléments structuraux**

## Introduction

Ce chapitre contient l'étude de la superstructure du bâtiment dont figurent les portiques (poteaux-poutres) et les voiles de contreventement.

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'aciers que contiendront ces éléments suivit des vérifications nécessaires qui confirmeront leur résistance et leur stabilité en se basant sur l'ensemble des efforts repris par les éléments de la superstructure et sur les règles de calcul en béton armé [BAEL91, RPA99V2003 et le CBA93].

Les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003) ont pour but avec des normes fixées selon des études d'assurer la sécurité vitale vis-à-vis des sollicitations horizontales (les séismes) en fonction des zones sismiques, ceci par le dimensionnement nécessaire des éléments structuraux.

### IV.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ETABS. Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations selon *RPA99V2003 (Art 5.2)* et selon notre cas sont :

- $1,35G + 1,5Q \dots ELU$
- $G + Q \dots ELS$
- $\begin{cases} 0,8G \pm E_{X \text{ et } Y} \\ G + Q \pm E_{X \text{ et } Y} \end{cases} \dots ELA$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre les valeurs données par les sollicitations

$$\text{suyvantes : } \begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{correspondant} (A1) \\ M^{max} \rightarrow N_{correspondant} (A2) \\ N^{min} \rightarrow M_{correspondant} (A3) \end{cases} \rightarrow A = \max(A1; A2 ; A3)$$

Les différentes sollicitations tirées directement depuis le logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables et qui sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1: Sollicitations dans les poteaux**

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M_{corr}$		$M^{max} \rightarrow N_{corr}$		$N^{min} \rightarrow M_{corr}$		$M^{Serv} \rightarrow N_{Serv}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
(E/s)+Rdc	3843,58	41,05	212,85	1424,91	-1056,2	13,87	60,06	2805,43	120,83
1+2 <sup>ème</sup> étage	3330,81	90,36	186,25	983,51	-791,78	17,73	92,02	2424,85	195,91
3+4 <sup>ème</sup> étage	2649,95	31,66	169,99	1444,53	-258,92	22,74	158,58	1928,93	228,87
5+6 <sup>ème</sup> étage	1995,78	173,47	169,79	1525,81	-64,01	45,72	144,17	1452,61	216,72
7+8 <sup>ème</sup> étage	1231,21	139,63	149,98	657,4	-76,02	9,67	131,89	896,04	261,8
9 <sup>ème</sup> étage	509,14	153,23	152,66	226,95	-54,85	8,44	119,98	370,41	275,81

### IV.1.1. Ferrailage des poteaux :

#### A. Armatures longitudinales :

##### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 ( ART 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal sera pour la zone II de : **0,8% de la section de béton.**
- Leur pourcentage maximal sera de :
 
$$\begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone courante} \\ 6\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone de recouvrement} \end{cases}$$
- Le diamètre minimum est  $\varnothing_{12}$ .
- La longueur minimale des recouvrements pour la **zone IIa** est : **40 $\varnothing$** .
- L'espace entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

la zone nodale est définie par : 
$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) \\ l' = 2h \end{cases}$$

Avec : 
$$\begin{cases} h_e: \text{c'est la hauteur d'étage} \\ b_1 \text{ et } h_1 \text{ sont les dimensionnes du poteau} \end{cases}$$

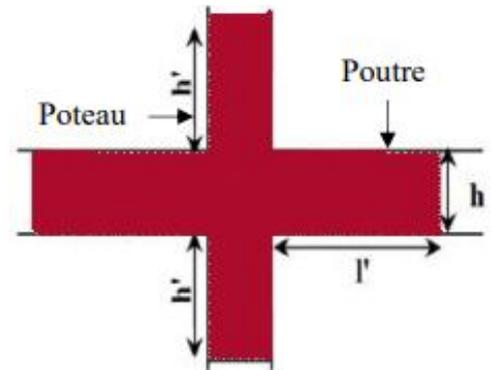


Figure IV.1: Dimensions de la zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux spécifications du RPA99V2003 reliées à notre projet sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau IV.2 : Valeurs numériques des armatures longitudinales selon les spécifications du RPA99

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone recouvrement
(E/s)+Rdc	65*65	33,8	169	253.5
1+2 <sup>ème</sup> étage	60*60	28,8	144	216
3+4 <sup>ème</sup> étage	55*60	26,4	132	198
5+6 <sup>ème</sup> étage	55*55	24,2	121	181.5
7+8 <sup>ème</sup> étage	50*55	22	110	165
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	100	150

Exemple de calcul :

Données  $\left\{ \begin{array}{l} b = 65\text{cm}, h = 65\text{cm}. \\ d' = 3\text{cm}, d = 62\text{cm}. \end{array} \right.$  ,  $F_e E400 \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} \rightarrow \text{combinaison durable.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} \rightarrow \text{combinaison accidentale.} \end{array} \right.$  FPN.

**1<sup>er</sup> cas :** Calcul sous  $N^{max} = 3843,58 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{corr} = 41,05 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 1,06 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression C est à l'intérieur de la section.

on a :  $M_{UA} = M_{UG} + N \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 1174,9 \text{ KN.m}$

on a :  $\left\{ \begin{array}{l} N(d - d') - M_{UA} = 1,09 \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = 1,16 \dots (II) \end{array} \right. \Rightarrow (I) < (II) \Rightarrow \text{SPC}$

La section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

le moment réduit :  $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0,331 > 0,186 \text{ (Pivot B)}$

on :  $\alpha \varepsilon_l = 1,74\% \rightarrow \alpha_l = 0,66 \rightarrow \mu_l = 0,387 > \mu_{bu} = 0,331 \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,523 \rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 0,49\text{m}$

$\varepsilon_{st} = 3,19\% > \varepsilon_l = 2\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$

$A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z f_{st}} = 68,9 \text{ cm}^2$

on revient à F.C :  $A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = -41,55 \text{ cm}^2 < 0$

$A_{min}^{BAEL} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 4,87 \text{ cm}^2$

**2<sup>eme</sup> cas:** Calcul sous  $M^{max} = 212,85 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1424,91 \text{ KN (compression)}$

$e_G = \frac{M}{N} = 14,9\text{cm} < \frac{h}{2} = 32,5\text{cm} \Rightarrow$  le centre de pression C est à l'intérieur de la section.

On a :  $M_{UA} = M_{UG} + N \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 633,19 \text{ KN.m}$

On a :  $\left\{ \begin{array}{l} N(d - d') - M_{UA} = 0,207 \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = 1,52 \dots (II) \end{array} \right. \Rightarrow (I) < (II) \Rightarrow \text{SPC}$

La section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$\mu_{bu} = 0,137 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$

$\mu_l = 0,38 > \mu_{bu} = 0,137 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,185 \\ Z = 0,57\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z f_{st}} = 27,77 \text{ cm}^2$

On revient à la F.C :  $A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = -7,85 \text{ cm}^2 < 0$

**3<sup>er</sup> cas :** Calcul sous  $N^{min} = -1056,16 \text{ KN (traction)} \rightarrow M_{corr} = 13,87 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 1,31 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression C est à l'intérieur de la section.

le centre de pression C est à l'intérieur et N est un effort de traction  $\Rightarrow \text{SET}$

calcul de  $e_1$  et  $e_2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G \Rightarrow e_1 = 30,81\text{cm} \\ e_2 = (d - d') - e_1 \Rightarrow e_2 = 28,19 \text{ cm} \end{array} \right.$

calcul de  $A_1$  et  $A_2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{s10}(d-d')} \\ A_2 = \frac{N \times e_1}{f_{s10}(d-d')} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 12,61 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 13,79 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \text{ avec } f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 22,18 \text{ cm}^2$

$$\text{Le ferrailage adopté : } \begin{cases} \text{Pour 1}^{\text{er}} \text{ CAS: } A_1 = A_{\min}^{BAEL} = 4,87\text{cm}^2 \\ \text{Pour 2}^{\text{eme}} \text{ CAS: } A_2 = A_{\min}^{BAEL} = 4,87\text{cm}^2 \\ \text{Pour 3}^{\text{eme}} \text{ CAS: } A_3 = A_{\min}^{BAEL} = 22,18\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \mathbf{A = \text{Max}(A_1, A_2, A_3) = 22,18 \text{ cm}^2}$$

Tableau IV.3: Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
(E/s)+Rdc	65*65	22,18	33,8	34,43	16HA16 + 2HA12
1+2 <sup>ème</sup> étage	60*60	18,9	28,8	30,29	12HA16 + 4HA14
3+4 <sup>ème</sup> étage	55*60	17,33	26,4	27,71	18HA14
5+6 <sup>ème</sup> étage	55*55	15,88	24,2	24,63	16HA14
7+8 <sup>ème</sup> étage	50*55	14,44	22	24,63	16HA14
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	13,13	20	20,36	4HA16 + 8HA14

### B. Armatures transversales :

#### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 (ART 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho * V_u}{h1 * f_e} \dots \text{RPA99(formule 7.1)}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par  $V_u$

$$\rho = \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g: \text{ élancement géométrique de poteau}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ avec } \begin{cases} l_f: \text{ longueur de flambement} \\ a; b \text{ sont les dimensionnes de la section droite du poteau} \end{cases}$$

$S_t$ : l'espacement des armatures transversales, sa valeur maximal est fixé pour la zone **IIa** par :

$$S_t = \begin{cases} S_t \leq \text{Min} ( (10 \phi_l; 15\text{cm}) \dots \text{dans la zone nodale} \\ S_t \leq 15 \phi_l \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Avec  $\phi_l$ : C'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau la section d'armatures transversales minimal est :

$$A_{tr}^{min} = \begin{cases} 0,3\% (S_t * b1) \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (S_t * b1) \dots \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Intrpoler entre les deux limite précédentes} \dots \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$f_{(x)} = f_{(x_0)} + [f_{(x_1)} - f_{(x_0)}] \times \frac{x - x_0}{x_1 - x_0}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_l^{min}$ .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre ( $\phi_{Cheminées} > 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

**Exemple de calcul :**

$V_u = 120,83 \text{ KN}$ .

$$S_t : \begin{cases} S_t^{z.n} \leq \text{Min} ( (10 \phi_l; 15\text{cm}) = \text{Min}(10 \times 1,2; 15) \\ S_t^{z.c} \leq 15 \phi_l = 15 \times 1,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_t^{z.n} = 10 \text{ cm} \\ S_t^{z.c} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,85}{0,65} = 3,07 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

D'où :  $A_t = S_t \times \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} = 0,15 \times \frac{3,75 \times 120,83 \times 10^{-3}}{0,65 \times 400} \Rightarrow A_t = 2,61 \text{ cm}^2$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0,785\% (S_{t.z.c} \times b_1) \Rightarrow A_t^{min} = 7,65 \text{ cm}^2 > A_t = 2,61 \text{ cm}^2$

D'après le code de béton armé (CBA 93. Art A7.1.3) ; le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm} > 16/3 = 5,33 \text{ mm} \dots \text{Vérifiée}$$

**Tableau IV.4: Ferrailage transversal des poteaux**

Niveaux	Secti on (cm²)	$V_u$ (KN)	$\phi_l^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$S_{t.z.n}$ (cm)	$S_{t.z.c}$ (cm)	%	$A_t^{min}$ (cm²) z.n	$A_t^{min}$ (cm²) z.c	$A_t^{adopté}$ (cm²)
(E/s) + Rdc	65*65	120,83	1,2	1,995	3,06	3,75	10	15	0,785	5,10	7,65	10HA10 7,85
1+ 2 <sup>ème</sup> étage	60*60	195,91	1,4	1,988	3,31				0,723	4,34	6,51	10HA10 7,85
3+ 4 <sup>ème</sup> étage	55*60	228,87	1,4	1,988	3,31				0,723	4,34	6,51	10HA10 7,85
5+ 6 <sup>ème</sup> étage	55*55	216,72	1,4	1,988	3,61				0,65	3,57	5,36	8HA10 6,28
7+ 8 <sup>ème</sup> étage	50*55	261,8	1,4	1,988	3,61				0,65	3,57	5,36	8HA10 6,28
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	275,81	1,4	1,988	3,97				0,56	2,8	4,2	6HA10 4,71

**IV.1.2 : Vérifications relatives aux poteaux :**

**A) Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le *CBA93 Art B.8.2.1* nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$Br \geq Br^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/0,9 \times \gamma_b) + (f_e \times A_s/\gamma_s)}$$

$$\rightarrow \alpha : \text{coefficient réducteur} \Rightarrow \alpha = fct(\lambda) \Rightarrow \alpha = \begin{cases} 0,85 / 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Telque :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } L_f : \text{longueur de flambement} \Rightarrow L_f = 0,7 l$$

$l$ : hauteur libre du poteau

$$i : \text{rayon de giration} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{bh}} \text{ tel que } I = \frac{bh^3}{12} \text{ Donc } i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$\rightarrow Br : \text{Section reduite} \Rightarrow Br = (a - 2) \times (b - 2)$$

$$\rightarrow A_s : \text{section d'armatures} \Rightarrow A_s \in [0,8 ; 1,2]\% Br$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5: Vérification des poteaux au flambement**

Niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	lf(m)	i	λ	α	Br ≥ Br <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )		Observation
							Br (m <sup>2</sup> )	Br <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	
(E/s)+Rdc	65*65	7128,67	1,995	0,187	10,66	0,834	0,3969	0,388	Vérifiée
1+2 <sup>ème</sup> étage	60*60	6059,62	1,988	0,173	11,49	0,832	0,3364	0,331	Vérifiée
3+4 <sup>ème</sup> étage	60*55	5538,14	1,988	0,173	11,49	0,832	0,3074	0,302	Vérifiée
5+6 <sup>ème</sup> étage	55*55	5016,48	1,988	0,158	12,58	0,828	0,2809	0,275	Vérifiée
7+8 <sup>ème</sup> étage	55*50	4610,14	1,988	0,158	12,58	0,828	0,2544	0,253	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	4099,27	1,988	0,144	13,8	0,824	0,2304	0,226	Vérifiée

On remarque que La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

**B) Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la vérification se fait juste pour la contrainte de compression de béton, celle de l'acier n'est pas nécessaire :

$$\text{les contraintes à vérifier sont: } \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$\rightarrow V = \frac{bh^2 + 15(Ad + A'd')}{(b \times h) + 15(A + A')}$$

$$\rightarrow V' = h - V$$

$$\rightarrow M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$\rightarrow I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\rightarrow S = b \times h + 15(A + A')$$

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

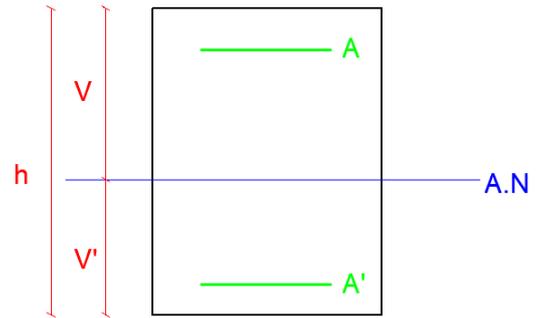


Figure IV.2 : la section transversale du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6: Vérification des contraintes pour les différents poteaux

Paramètres	(E/s)+Rdc	1+2 <sup>ème</sup>	3+4 <sup>ème</sup>	5+6 <sup>ème</sup>	7+8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>
Section	65*65	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50
$M_{ser}(KN.m)$	60,06	92,02	158,58	144,17	131,89	119,98
$N_{ser}(KN)$	2805,43	2424,85	1928,93	1452,61	896,04	370,41
$A (cm^2)$	34,43	30,09	27,71	24,63	24,63	20,36
$V (cm)$	35,71	33,03	33,02	30,16	30,4	27,39
$V' (cm)$	29,29	26,97	26,98	24,84	24,6	22,61
$M_{serG}(KN.m)$	150,11	165,5	216,83	182,81	157,88	128,83
$I_{yy'}(m^4)$	0,01888	0,01374	0,01259	0,0096	0,00888	0,00652
$S (m^2)$	0,4741	0,4054	0,3716	0,3394	0,3119	0,2805
$\sigma_{b1}(Mpa)$	8,75	9,95	10,87	10,02	8,27	6,73
$\sigma_{b2}(Mpa)$	3,58	2,73	0,544	-0,45	-1,5	-3,15
$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	15					
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

C) Vérification des sollicitations tangentes

Selon le *RPA99/version 2003 (art7.4.3.2)* on doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{RPA99(formule 7.3)} \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de cette vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7: vérification des contraintes tangentielles**

Niveaux	$b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	D	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Obs
(E/s)+Rdc	65*65	120,83	1,995	3,06	0,04	0,62	0,29	1	✓
1+2 <sup>ème</sup> étage	60*60	195,91	1,988	3,31		0,57	0,57		✓
3+4 <sup>ème</sup> étage	60*55	228,87	1,988	3,31		0,57	0,73		✓
5+6 <sup>ème</sup> étage	55*55	216,72	1,988	3,61		0,52	0,75		✓
7+8 <sup>ème</sup> étage	55*50	261,8	1,988	3,61		0,52	1,00		✓
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	275,81	1,988	3,97		0,47	1,17		✓

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

IV.1.3. Disposition constructive des poteaux :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm. Longueur de recouvrement

→ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

→ La longueur des crochets :  $l = 10 \phi_l^{min} = 10 * 1,2 \Rightarrow l = 12cm$

→ Longueurs des recouvrements :

$$L_r \geq 40\phi_l \begin{cases} \phi_l = 16mm \Rightarrow L_r = 65cm \\ \phi_l = 14mm \Rightarrow L_r = 60cm \\ \phi_l = 12mm \Rightarrow L_r = 50cm \end{cases}$$

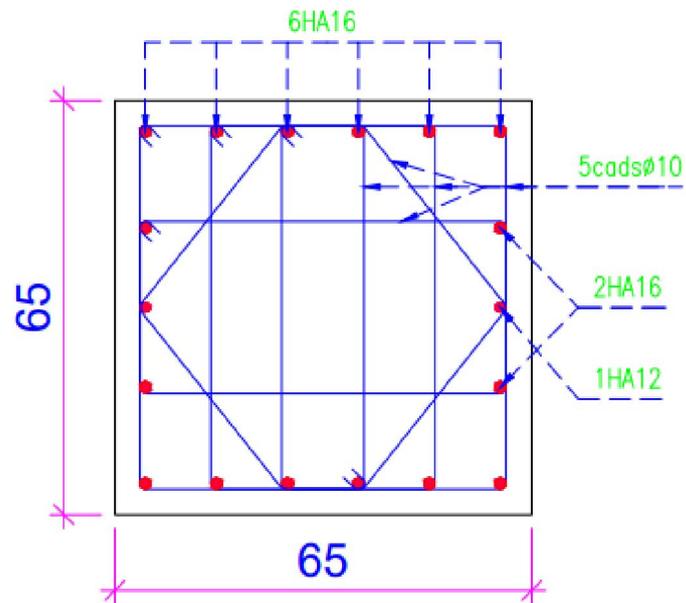
→ Détermination de la zone nodale :

la zone nodale se détermine comme suite :  $\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; h_1; b_1; 60 \right) \\ l' = 2h \end{cases}$

**Tableau IV.8: Les dimensionnes de la zone nodale**

Niveaux	$h_1, b_1$ (cm <sup>2</sup> )	$h, b$ (cm <sup>2</sup> )	$l'$ (m)	$h'$ (m)
(E/s)+Rdc	65*65	30x40	0,8	0,65
1+2 <sup>ème</sup> étage	60*60	30x40	0,8	0,65
3+4 <sup>ème</sup> étage	60*55	30x40	0,8	0,60
5+6 <sup>ème</sup> étage	55*55	30x40	0,8	0,60
7+8 <sup>ème</sup> étage	55*50	30x40	0,8	0,60
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	30x40	0,8	0,60

## IV.1.4. Schéma de ferrailage:



**Figure IV.3:** Schéma de ferrailage des poteaux au niveau entre-sol et RDC

Les schémas de ferrailage des autres poteaux seront illustrés dans les annexes .

## IV.2. Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant  $M$  et un effort tranchant  $V$  ; le calcul se fera donc en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles sont calculées sous les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ▲ Selon BAEL91 : ELU  $\rightarrow 1,35G + 1,5Q$   
ELS  $\rightarrow G + Q$
- ▲ Selon l'RPA99 :  $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

Il y a deux types de poutres à étudier  $\rightarrow$   $\begin{cases} \text{poutres principales } (30 \times 40) \text{ cm}^2. \\ \text{poutres secondaires } (30 \times 40) \text{ cm}^2. \end{cases}$

### IV.2.1. Ferrailage des poutres :

#### A. Armatures longitudinales :

##### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 (ART 7.5.2.1) :

- $\rightarrow$  Leur pourcentage minimal sur toute la longueur de la poutre est :  $A_t^{min} = 0,5\% b \times h$
- $\rightarrow$  Leur pourcentage total maximum sera de :
  - $\begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton en zone courante} \\ 6\% \text{ de la section de béton en zone de recouvrement} \end{cases}$
- $\rightarrow$  Les poutres doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section en appuis
- $\rightarrow$  La longueur minimale des recouvrements est :  $l_r = 40\phi_l^{max}$
- $\rightarrow$  L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle droit, avec des crochets à 90%.
- $\rightarrow$  Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle

#### B. Armatures transversales :

##### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 (ART 7.5.2.2) :

- $\rightarrow$  La section d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t^{min} = 3\% (s_t \times b)$
- $\rightarrow$  L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $\begin{cases} s_t \leq \min(h/4; 12\phi_l) \dots \text{dans la zone nodale et en travée} \\ s_t \leq h/2 \dots \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$

#### Remarque :

- $\rightarrow$  Le diamètre  $\phi$  à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- $\rightarrow$  Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

##### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 (ART 7.5.2.2) :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

Le tableau suivant résume les sections minimales et maximales données par le RPA99V2003 et BAEL91 :

**Tableau IV.9:** Armatures longitudinales min et max dans les poutres

Type de poutre	Section	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}^{RPA}$	
				Z. Courante	Z. Recouvrement
Principale	30*40	1,34	6	48	72
secondaire	30*40	1,34	6	48	72

**Exemple de calcul :**

**Armatures longitudinales :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x40)cm<sup>2</sup> la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_{appui} = -79,44 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU} \\ M_{travée} = 57,61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELA} \end{cases}$$

- o  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$
- o  $d = (h - d') = (40 - 3) = 37 \text{ cm}$
- o  $d' = 3 \text{ cm}$
- o FeE400 Fissuration peu nuisible

Armatures en appui
$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79,44 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_{bu} = 0,136 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,184$ $Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 0,34\text{m}$ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$ $A_{appui} = \frac{M_{appui}}{Z f_{st}} = \frac{79,44 \times 10^{-3}}{0,34 \times 348} = 6,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 6HA12} = 6,79 \text{ cm}^2$ <p>Vérification de la condition de non fragilité :</p> $A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{appui} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
Armatures en travée
$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{57,61 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,48} \rightarrow \mu_{bu} = 0,076 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,098$ $Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 0,355\text{m}$ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$ $A_{travée} = \frac{M_{travée}}{Z f_{st}} = \frac{57,61 \times 10^{-3}}{0,35 \times 400} = 4,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$ <p>Vérification de la condition de non fragilité :</p> $A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Le ferrailage des poutres principales et secondaires des autres niveaux est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10:** Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales et poutres secondaires

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
<b>(E/s) + Rdc</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-79,44	95,98	6,66	6	6,79	6HA12
			Travée	57,61		4,05		4,52	4HA12
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-79,53	142,86	5,69	6	6,79	6HA12
			Travée	114,7		8,44		8,64	3HA14+2HA16
<b>1 + 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-239,3	339,14	20,11	6	20,76	3HA16+3HA25
			Travée	131,94		9,86		10,65	3HA16+3HA14
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-123,85	215,19	9,19	6	9,24	6HA14
			Travée	159,88		12,27		12,31	3HA16+2HA20
<b>3 + 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-132,97	127,14	9,95	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	97,76		7,09		8,64	3HA14+2HA16
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-130,13	213,13	9,71	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	158,69		12,16		12,31	3HA16+2HA20
<b>5 + 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-132,69	126,66	9,93	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	86,88		6,25		6,79	6HA12
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-134,39	180,3	10,07	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	134,77		10,10		10,65	3HA16+3HA14
<b>7 + 8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-121,64	114,7	9,01	6	9,24	6HA14
			Travée	75,13		5,35		6,79	6HA12
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-137,18	133,2	10,30	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	98,19		7,13		8,64	3HA14+2HA16
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	30*40	Appui	-120,5	94,5	10,6	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	50,36		4,09		4,52	4HA12
	<b>PS</b>	30 *40	Appui	-199,54	187,99	19,87	6	20,76	3HA16+3HA25
			Travée	223,65		23,47		24,15	3HA25+3HA20

☑ Armatures transversales :

→ Calcul de diamètre des armatures transversales ( $\phi_t$ ) :

$$\phi_t = \min \left( \phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} (P.P) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1,2; 1,14; 3) \\ (P.S) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1,2; 1,14; 3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P.P: \phi_t = 8 \text{ mm} \\ P.S: \phi_t = 8 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_{tr} = 4 \phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier)

→ Calcul des espacements  $S_t$  :

D'après le *RPA99/2003 (Art7.5.2.2)* :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{PP: } S_t = 10 \text{ cm} . \\ \text{PS: } S_t = 10 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\text{Zone Courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{PP: } S_t = 15 \text{ cm} . \\ \text{PS: } S_t = 15 \text{ cm} . \end{cases}$$

→ Vérification des sections d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t \times b \Rightarrow \begin{cases} \text{PP : } A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée} \\ \text{PS : } A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Longueurs des recouvrements : } L_r \geq 40\phi_l \Rightarrow \begin{cases} \phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r = 65\text{cm} \\ \phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 60\text{cm} \\ \phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 50\text{cm} \\ \phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

#### IV.2.2.Vérifications nécessaires :

##### IV.2.2.1.Vérifications à l'ELU :

###### a. Vérification de la rupture par cisaillement :

la condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}) \dots \dots \dots \text{FPN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11: vérification des contraintes tangentielles**

Niveaux	poutres	$V_u$ (KN)	d	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
(E/s)+Rdc	PP	95,98	0,37	0,86	3,33	vérifiée
	PS	142,86		1,28		
1+2 <sup>ème</sup> étage	PP	339,14	0,37	3,05	3,33	vérifiée
	PS	215,19		1,93		
3+4 <sup>ème</sup> étage	PP	127,14	0,37	1,14	3,33	vérifiée
	PS	213,13		1,92		
5+6 <sup>ème</sup> étage	PP	126,66	0,37	1,14	3,33	vérifiée
	PS	180,3		1,62		
7+8 <sup>ème</sup> étage	PP	114,7	0,37	1,03	3,33	vérifiée
	PS	133,20		1,2		
9 <sup>ème</sup> étage	PP	94,5	0,37	0,85	3,33	vérifiée
	PS	187,99		1,69		

### b. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

→ Pour les appuis de rive :  $A_l \geq V_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

→ Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_u^{app p ui}}{0,9 \times d})$

Les résultats obtenus de la vérification sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.12: vérification des armatures longitudinal au voisinage des appuis**

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_u^{app p ui}(\text{KN.m})$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{inter}(\text{cm}^2)$	Observation
PP	6,79	95,98	79,44	2,76	-4,09	vérifiée
PS	6,79	142,86	79,53	4,11	-2,76	vérifiée
PP	20,79	339,14	239,3	9,75	-10,91	vérifiée
PS	9,24	215,19	123,85	6,19	-4,50	vérifiée
PP	10,65	127,14	132,97	3,65	-7,82	vérifiée
PS	10,65	213,13	130,13	6,13	-5,11	vérifiée
PP	10,65	126,66	132,69	3,64	-7,81	vérifiée
PS	10,65	180,3	134,39	5,18	-6,42	vérifiée
PP	9,24	114,7	121,64	3,29	-7,20	vérifiée
PS	10,65	133,20	137,18	3,83	-8,01	vérifiée
PP	10,65	94,5	120,5	2,72	-7,69	vérifiée
PS	20,76	187,99	199,54	5,4	-11,82	vérifiée

#### IV.2.2.2. Vérifications à l'ELS :

##### a. Vérification des contraintes :

###### ▪ État limite d'ouverture des fissures

cette vérification n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible .

###### ▪ État limite de compression du béton

La condition à vérifier est :  $\sigma_{bc} = \frac{M_t^{serv}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

La procédure de calcul des contraintes a été déjà exposé dans le chapitre III (Vérifications des poutrelles ).Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.13: Vérification de la contrainte limite de compression du béton**

Poutres	Position	Moment (KN.m)	$A_l(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
PP	Appui	-103,81	20,76	19,22	0,00169	11,80	15	vérifiée
	Travée	59,57	10,65	15,22	0,00111	8,16	15	vérifiée
PS	Appui	-144,77	20,76	28,77	0,0026	15,9	15	N.vérifiée
	Travée	162,56	24,15	20,16	0,00184	15,77	15	N.vérifiée

**Remarque :** la contrainte de compression de béton dans la PS n'est pas vérifiée en appuis et en travées, alors on augmente la section d'acier . et le résultat est illustré suivant ce tableau :

**Tableau IV.14: Re-vérification de l'état limite de compression du béton de la PS**

Poutres	Position	Moment (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Ps	Appui	-144,77	22,9	30,46	0,0029	14,71	15	vérifiée
	Travée	162,56	25,7	32,59	0,0035	14,88	15	vérifiée

**b. Vérification de la flèche :**

**Remarque :** On va évaluer la flèche pour les poutres les plus élancé

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

$$\rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots (1)$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$\rightarrow l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

La vérification de ces trois conditions est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau IV.15: Vérification de la Condition à vérifier pour évaluer la flèche**

Poutre	l (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation		
					1 <sup>er</sup> condition	2 <sup>eme</sup> condition	3 <sup>eme</sup> condition
PP	5	59,57	163,38	10,65	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	5,5	162,56	307,33	24,15	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Toutes les conditions sont observées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**c. Vérification de la zone nodale (Poteaux-poutres) :**

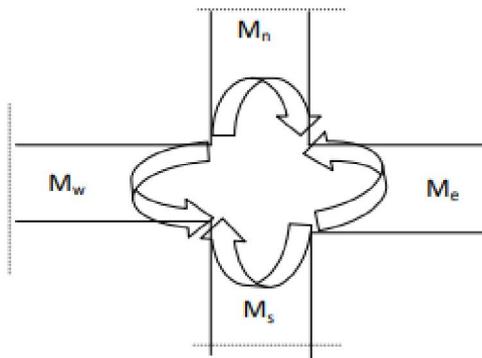
Selon l'RP A99/V2003 (art.7.6.2),il faut que dans la zone nodale définie précédemment on doit vérifier la formule suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 ( |M_w| + |M_E| )$$

Avec : |M|: Moment resistant ultime = A × Z × f<sub>st</sub>

Telque :  $\begin{cases} A: \text{Section d'aciens de la face considerée} \\ Z = 0,9h \\ f_{st} = f_e / \gamma_s \end{cases}$

Cette disposition tend à faire que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



**Figure IV.4: Les moments sur la zone nodale.**

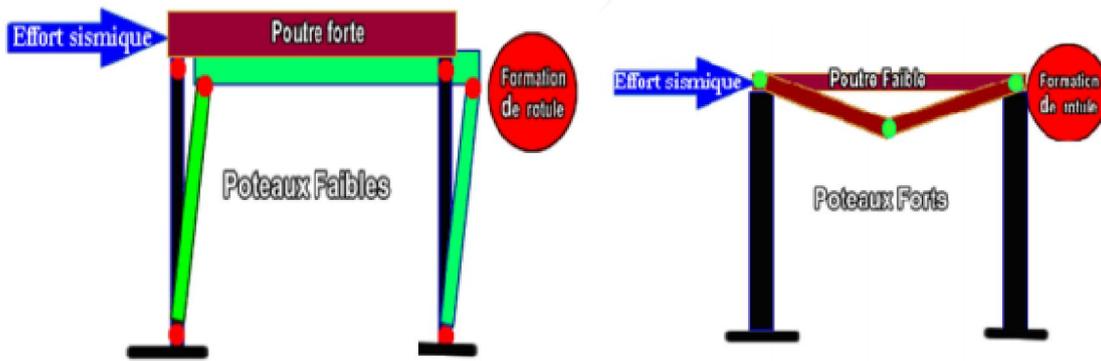


Figure IV.5: formation de la rotule plastique.

→ Calcul des moments résistants :

Les moments résistants calculés sont illustrés dans les tableaux suivants

- Les poteaux :

Tableau IV.16: Moments résistants des poteaux

Niveaux	$h$ (cm)	$Z$ (cm)	$f_{st}$ (Mpa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{rs}$ (KN)
(E/s)+Rdc	65	58,5	400	34,43	805,66
1+2 <sup>ème</sup> étage	60	54	400	30,29	654,26
3+4 <sup>ème</sup> étage	60	54	400	27,71	598,54
5+6 <sup>ème</sup> étage	55	49,5	400	24,63	487,67
7+8 <sup>ème</sup> étage	55	49,5	400	24,63	487,67
9 <sup>ème</sup> étage	50	45	400	20,36	366,48

- Les poutres principales

Tableau IV.17: Moments résistants des poutres principales

Niveaux	Position	$h$ (cm)	$Z$ (cm)	$f_{st}$ (Mpa)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN)
(E/s)+Rdc	Appui	40	36	400	6,79	85,02
	Travée				4,52	65,08
1+2 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	20,76	298,94
	Travée				10,65	153,36
3+4 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	10,65	153,36
	Travée				8,64	124,42
5+6 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	10,65	153,36
	Travée				6,79	97,78
7+8 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	9,24	133,06
	Travée				6,79	97,78
9 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	348	10,65	133,36
	Travée				4,52	56,59

- Les poutres secondaires

**Tableau IV.18:** Moments résistants des poutres secondaires

Niveaux	Position	$h$ (cm)	$Z$ (cm)	$f_{st}$ (Mpa)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN)
(E/s)+Rdc	Appui	40	36	400	6,79	97,78
	Travée				8,64	124,42
1+2 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	9,24	133,06
	Travée				12,31	177,26
3+4 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	10,65	153,36
	Travée				12,31	177,26
5+6 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	10,65	153,36
	Travée				10,65	153,36
7+8 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	400	10,65	153,36
	Travée				8,64	124,42
9 <sup>ème</sup> étage	Appui	40	36	348	20,76	302,4
	Travée				24,15	302,95

→ Vérification de la zone nodale

Les résultats de la vérification de la zone nodale dans les différents niveaux

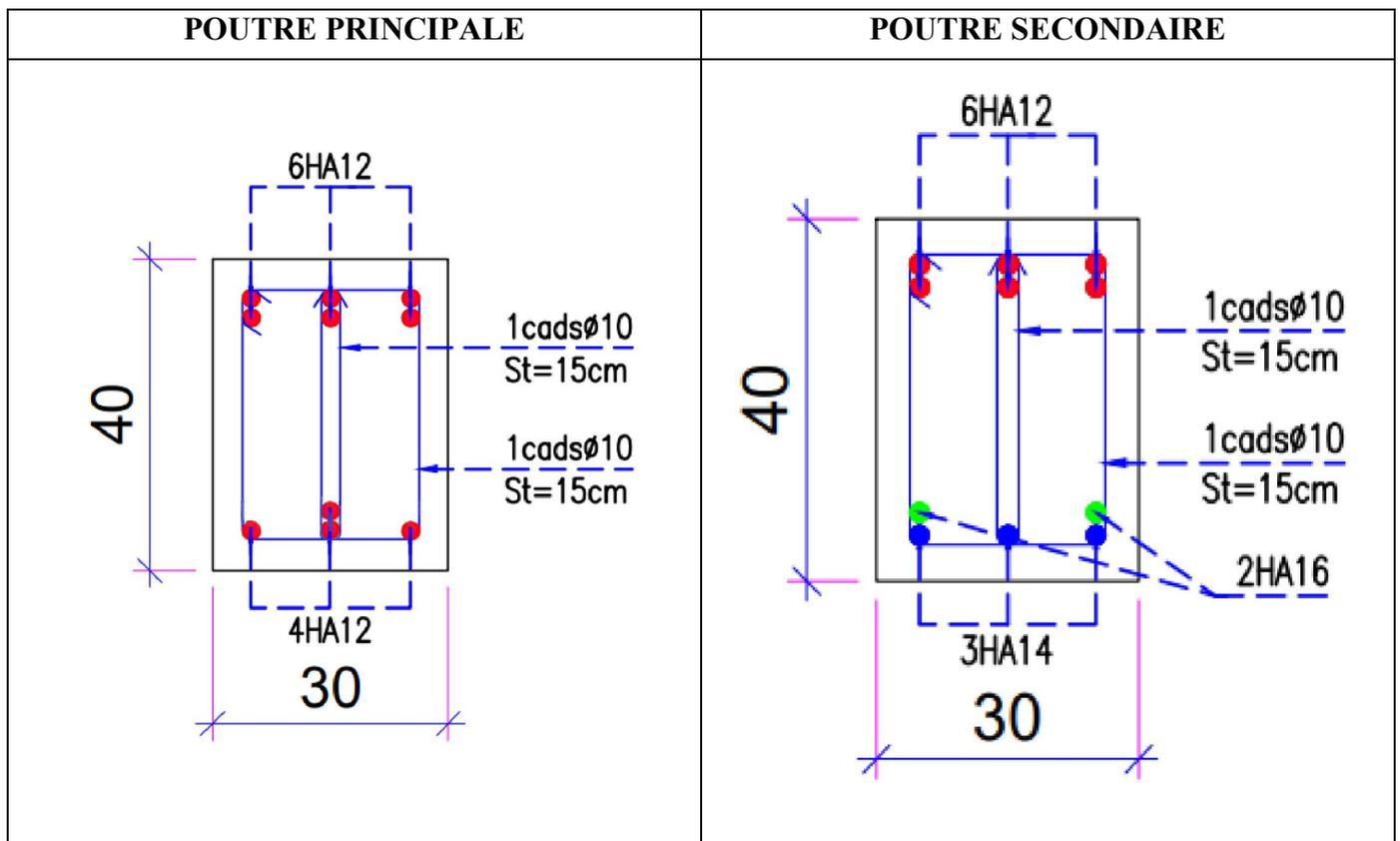
**Tableau IV.19:** Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux

Les zones nodales (Poteaux-Poutres Principales)							
Niveaux	$ M_N $ KN.m	$ M_S $ KN.m	$ M_w $ KN.m	$ M_E $ KN.m	$ M_s  +  M_N $ (KN.m)	$1,25( M_w  +  M_E )$ (KN.m)	Obs
(E/s)+Rdc	654,26	805,66	85,02	65,08	1459,93	187,64	<input checked="" type="checkbox"/>
1+2 <sup>ème</sup> étage	598,54	654,26	298,94	153,36	1252,80	565,38	<input checked="" type="checkbox"/>
3+4 <sup>ème</sup> étage	487,67	598,53	153,36	124,42	1086,21	347,22	<input checked="" type="checkbox"/>
5+6 <sup>ème</sup> étage	487,67	487,67	153,36	97,776	975,35	313,92	<input checked="" type="checkbox"/>
7+8 <sup>ème</sup> étage	366,48	487,67	133,06	97,776	854,15	288,54	<input checked="" type="checkbox"/>
9 <sup>ème</sup> étage	0,0000	366,48	133,36	56,59	366,48	237,44	<input checked="" type="checkbox"/>
Les zones nodales (Poteaux-Poutres secondaires)							
(E/s)+Rdc	654,26	805,66	97,77	124,41	1459,93	277,74	<input checked="" type="checkbox"/>
1+2 <sup>ème</sup> étage	598,53	654,26	133,06	177,26	1252,80	387,9	<input checked="" type="checkbox"/>
3+4 <sup>ème</sup> étage	487,67	598,54	153,36	177,26	1086,21	413,28	<input checked="" type="checkbox"/>
5+6 <sup>ème</sup> étage	487,67	487,67	153,36	153,36	975,35	383,4	<input checked="" type="checkbox"/>
7+8 <sup>ème</sup> étage	366,48	487,67	153,36	124,41	854,15	347,22	<input checked="" type="checkbox"/>
9 <sup>ème</sup> étage	0,0000	366,48	259,95	302,4	366,48	702,94	<input type="checkbox"/>

**Remarque :**

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée dans tous les niveaux ,sauf dans le dernier niveau et selon le RPA99 version 2003 la vérification pour les deux derniers niveaux est facultative .

Donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**IV.2.3. Schéma de ferrailage:**

**Figure IV.6:** Schéma de ferrailage des poutres au niveau entre-sol et RDC

Les schémas de ferrailage des autres poteaux seront illustrés dans les annexes .

### IV.3.Étude des voiles :

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ( $e \times l$ ), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau, mais qui est destiné en majorité à reprendre les forces horizontales (séismes) et les transmettre jusqu'aux fondations.

Les voiles sont à la fois sollicités par des efforts normaux dues aux chargements verticaux, et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leurs plans dues aux chargements horizontaux (action sismique). Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans leurs fondations (à la base), et ferrailleur à la flexion composée. leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Les sollicitations dans les voiles vont être calculées en fonction des combinaisons suivantes :

$$\blacktriangle 1,35G + 1,5Q \dots ELU.$$

$$\blacktriangle \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \dots ELA.$$

Le ferrailleur adopter pour les voiles est le max entre ces trois couples de sollicitations :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{corr} \dots A_1 \\ M^{max} \rightarrow N_{corr} \dots A_2 \\ N^{min} \rightarrow M_{corr} \dots A_3 \end{cases} \Rightarrow \dots A = \max(A_1, A_2, A_3).$$

#### RECOMMANDATIONS DU RPA99V2003 (ART 7.5.2.2) :

##### a. Armatures longitudinales

Destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées de manière à satisfaire les conditions suivantes :

- Les armatures sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile.
- Le pourcentage des armatures à mettre en zone tendue est de  $0,2\%(e \times l_t)$ .
- Le pourcentage des armatures à mettre en zone comprimée est de  $0,1\%(e \times l_c)$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e: \text{l'épaisseur du voile.} \\ l_t: \text{la longueur de la zone tendue} \\ l_c: \text{la longueur de la zone comprimée} \end{cases}$$

- Le pourcentage des armatures à mettre dans toute la section est de  $0,15\%(e \times L)$ .
- Les barres des zones extrêmes doivent former un potelet de 4HA10 au minimum, espacée de  $S_t/2$  sur une longueur de  $l/10$ .
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

##### b. Armatures horizontales :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

##### c. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup> .

**d. Règlements communs**

- L'espacement des barres verticales et horizontales est  $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingle par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales :  $\phi \leq e/10$ .
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans la zone qui peut être tendue.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans la zone comprimée.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1\bar{V}/f_e$ . Cette section doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**IV.3.1. Calcul de ferrailage :**

**Exemple de calcul :**

Pour le calcul du ferrailage, nous allons exposer un exemple de calcul de voile **Vy1** d'entre sol +RDC.

→ Sollicitation de calcul:

**Tableau IV.20: Sollicitations maximales dans le voile Vy1**

voile	$N^{max} \rightarrow M_{corr}$		$M^{max} \rightarrow N_{corr}$		$N^{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>Vy1</b>	1161,79	1196,91	1269,20	1074,51	123,51	464,23	329,57

**D'où :** l'exemple de calcul sur le ferrailage de voile Vy1 va se présenter

sous :  $\begin{cases} M^{max} = 1269,20 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 1074,51 \text{ KN} \end{cases}$

→ Armatures Longitudinales :

**Données :**  $e=0,15m$  ;  $L=3 \text{ m}$  ;  $d'=0,03$  ;  $d=2,97 \text{ m}$  ;  $f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa}$  ;  $I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,3375 \text{ m}^4$  ;  $s = e \times l = 0,45 \text{ m}^2$

**2<sup>er</sup> cas :** Calcul sous  $M^{max} = 1269,20 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1074,51 \text{ KN}$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times Y = \left( \frac{1074,51}{0,45} + \frac{1269,20}{0,3375} \times 1,5 \right) \times 10^{-3} = 8,03 \text{ MPA} > 0$$

$$\sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times Y = \left( \frac{1074,51}{0,45} - \frac{1269,20}{0,3375} \times 1,5 \right) \times 10^{-3} = -3,25 < 0 \quad \Rightarrow (S.P.C)$$

on a :  $M_{UA} = M_{UG} + N \left( d - \frac{l}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 2848,73 \text{ KN.m}$

on a :  $\begin{cases} N(d - d') - M_{UA} = 0,31 \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = 8,2 \dots (II) \end{cases} \Rightarrow (I) < (II) \Rightarrow SPC$

La section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

le moment réduit :  $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0,116 < 0,186$  (**Pivot A**)

on a :  $\epsilon_l = 1,74\text{‰} \rightarrow \alpha_l = 0,66 \rightarrow \mu_l = 0,387 > \mu_{bu} = 0,116 \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,155 \rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 2,79 \text{ m}$

$\epsilon_{st} = 3,19 \text{‰} > \epsilon_l = 2\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$

$A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Zf_{st}} = 25,53 \text{ cm}^2$

on revient a F.C :  $A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = -1,33 \text{ cm}^2 < 0$

$A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,38 \text{ cm}^2$

De la même manière de calcul nous avons trouvé pour les deux autres combinaisons ce qui suit :

$$N^{max} = 1161,79 \text{KN.m} \rightarrow M_{corr} = 1196,91 \text{KN} \rightarrow A_1 = -2,94 \text{ cm}^2$$

$$N^{min} = 123,51 \text{KN.m} \rightarrow M_{corr} = 464,23 \text{KN} \rightarrow A_3 = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A^{max} = \max(A_1^{FC}, A_2^{FC}, A_3^{FC}) = 2,42 \text{ cm}^2$$

#### ▪ Calcul de Sections minimales

##### La zone tendue ( $A_{Z.T}^{min}$ ) :

$$A_{Z.T}^{min} = 0,2\%(l_T \times e)$$

Avec :  $l_T$  = longueur de la zone tendue

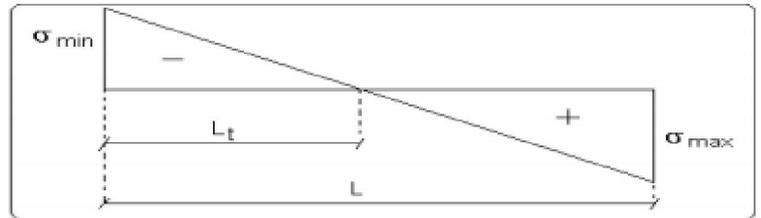
$$l_T = L \times \frac{\sigma^{min}}{\sigma^{max} + \sigma^{min}}$$

$$\text{Telque : } \sigma^{max} = 2,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma^{min} = -1,78 \text{ Mpa}$$

**Donc**  $l_T = 1,3 \text{ m}$  **D'où**  $A_{Z.T}^{min} = 3,9 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 2,42 \text{ cm}^2$  on ferraille avec  $A_{Z.T}^{min}$

Choix :  $A_{Z.T}^{opté} = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$  (zone tendue ).



**Figure.IV.7:** Schéma des contraintes

##### La zone comprimée ( $A_{Z.C}^{min}$ ) :

$$A_{Z.C}^{min} = 0,1\%(e \times l_c) \text{ Avec : } l_c = L - 2 \times l_T = 0,4 \text{ m}$$

**Donc** :  $A_{Z.C}^{min} = 0,6 \text{ cm}^2 > A' = 0$  le ferrailage sera avec  $A_{Z.C}^{min}$

Choix :  $A_{Z.C}^{opté} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (zone comprimée).

##### Espacements :

$$\text{Selon l'RPA} \Rightarrow \begin{cases} S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.} \\ \text{sur } \frac{L}{10} = 30\text{cm} ; S'_t \leq \frac{S_t}{2} = 10\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S'_t = 7,5\text{cm.} \end{cases}$$

##### Armatures dans tout le voile :

$$A_{total}^{min} = 0,15\% b \times h = 6,75 \text{ cm}^2 < A_{total}^{opté} = (A_{Z.T}^{opté} \times 2) + A_{Z.C}^{opté} = 11,43 \text{ cm}^2$$

##### → Vérification du cisaillement :

Pour la vérification du cisaillement, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} ; V_u = 329,57 \text{ KN}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V = 1,4 \times 329,57 = 461,4 \text{ KN (majoré de 40% selon le RPA).}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 1,035 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

→ Armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})b \times S_t}{0,9 \times f_e} \quad , \text{ Avec : } K = 0, \text{ car } y' \text{ a reprise de bétonnage}$$

▪ Espacement :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = \mathbf{20\text{cm}}.$$

Ce qui donne :

$$A_h \geq \frac{1 \times 1,035 \times 0,15 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 0,863 \Rightarrow \text{Choix : } A_H^{opté} = \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}.$$

▪ Les armatures horizontales minimales

$$A_h^{min} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \mathbf{0,3 \text{ cm}^2} < A_H^{opté} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

la longueur de recouvrement :  $L_{Rec} = 40\phi \Rightarrow L_{Rec} = 40\text{cm}$  .

**Tableau IV.21:** Ferrailage du voile Vyl sens y-y .

Niveaux	(E/s)+Rdc	1+2+3 <sup>ème</sup> étage	4+5+6 <sup>ème</sup> étage	7+8+9 <sup>ème</sup> étage
$e \times L \text{ (cm}^2\text{)}$	15×300	15×300	15×300	15×300
$M \text{ (KN.m)}$	464,23	259,82	284,54	87,56
$N \text{ (KN)}$	123,51	921,98	582,81	429,63
<b>Armatures longitudinales</b>				
$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,42	5,88	3,7	2,7
$A_{min}^{BEAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	5,38	5,38	5,38	5,38
$A_{z.T}^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3,9	/	/	/
$l_T \text{ (cm)}$	1,3	/	/	/
$A_{z.C}^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,6	4,5	4,5	4,5
$l_C \text{ (cm)}$	0,4	3	3	3
$A_{total}^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	6,75	6,75	6,75	6,75
$S_t \text{ (cm)}$	15	15	15	15
$A_{z.T}^{opté} \text{ (cm}^2\text{)}$	<b>4,71</b>	/	/	/
	<b>6HA10</b>	/	/	/
$A_{z.C}^{opté} \text{ (cm}^2\text{)}$	<b>2,01</b>	<b>4,51</b>	<b>4,51</b>	<b>4,51</b>
	<b>4HA8</b>	<b>4HA8+5HA8</b>	<b>4HA8+5HA8</b>	<b>4HA8+5HA8</b>
<b>Armatures horizontales</b>				
$V \text{ (KN)}$	329,57	359,23	205,13	129,3
$\tau_u \text{ (MPa)}$	1,035	1,12	0,64	0,41
$\bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$	5	5	5	5
$A_h \text{ (cm}^2\text{)}$	0,863	0,94	0,54	0,45
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,3	0,3	0,3	0,3
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20
$A_H^{opté} \text{ (cm}^2\text{)}$	<b>1,57</b>	<b>1,57</b>	<b>1,01</b>	<b>0,57</b>
	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA6</b>

Tableau IV.22: Ferrailage du voile Vx5 sens x-x .

Niveaux	(E/s)+Rdc	1+2+3 <sup>ème</sup> étage	4+5+6 <sup>ème</sup> étage	7+8 <sup>ème</sup> étage
$e \times L$ (cm <sup>2</sup> )	20×180	15×180	15×180	15×180
$M$ (KN.m)	573,3	134,24	69,24	
$N$ (KN)	894,76	62,6	416,77	
<b>Armatures longitudinales</b>				
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2	1,12	2,63	2,23
$A_{min}^{BEAL}$ (cm <sup>2</sup> )	4,27	3,21	3,21	3,21
$A_{ZT}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,91	2,32	/	2,57
$l_T$ (cm)	0,48	0,77	/	0,85
$A_{ZC}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,68	0,37	2,7	0,13
$l_C$ (cm)	0,84	0,25	1,8	0,086
$A_{total}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,4	4,05	4,05	4,05
$S_t$ (cm)	30	30	30	30
$A_{ZT}^{opté}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	3,14	/	2,58
	2HA12	4HA10	/	2HA10+2HA8
$A_{ZC}^{opté}$ (cm <sup>2</sup> )	2,01	0,57	4,71	0,57
	4HA8	2HA6	6HA10	2HA6
<b>Armatures horizontales</b>				
$V$ (KN)	256,32	175,04	109,39	87,84
$\tau_u$ (MPa)	1,01	0,92	0,58	0,46
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	1,69	1,15	0,72	0,68
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45
$S_t$ (cm)	30	30	30	30
$A_H^{opté}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,01	1,01
	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8

## IV.3.2. Schéma de ferrailage :

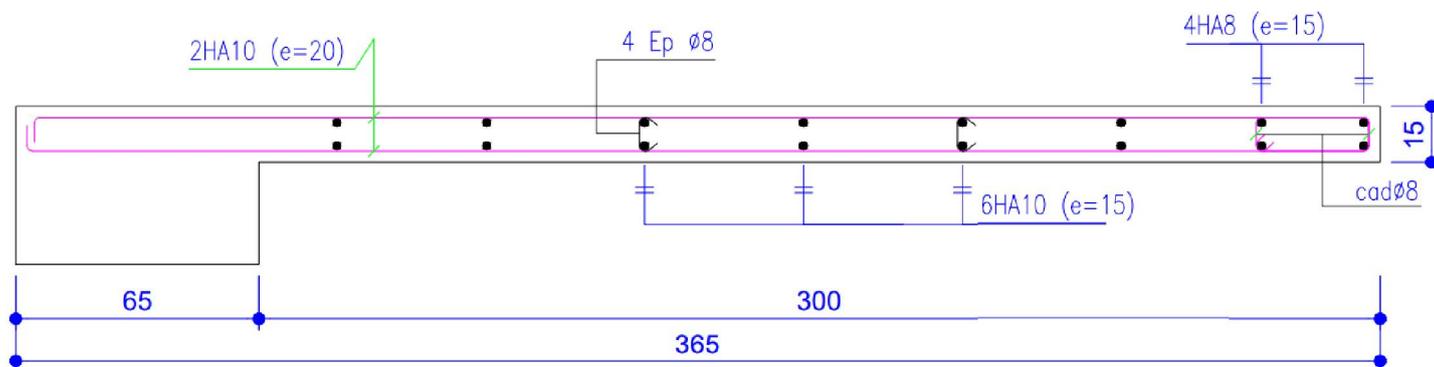


Figure IV.8: Schéma de ferrailage du voile au niveau entre-sol et RDC

## Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.
- Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/V16.
- Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée par les sollicitations données par le logiciel ETABS/V16.

## **Chapitre V**

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

## Chapitre V

### V.1. Etude de l'infrastructure

#### V.1.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

⇒ Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage

#### V.1.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante.
- Les charges transmises au sol
- La profondeur du bon sol

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

⇒ Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.49 bars à une profondeur de 3.4 m.

#### V.1.3. combinaison d'actions à considérer

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**

1/.  $G + Q \pm E$

2/.  $0.8 \times G \pm Q$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

1/.  $1.35G + 1.5Q$

2/.  $G + Q$

## V.2. Vérification de la semelle isolée

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 sur la semelle
- $S$  : surface d'appui de la semelle  $\Rightarrow S = A * B$
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 1.49 \text{ bar}$

Pour le calcul de la semelle filante nous Choisissons une semelle de largeur B et de longueur L

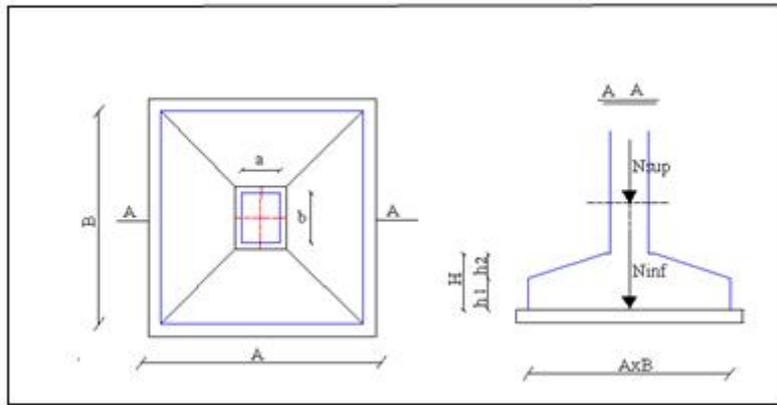


Figure V.1. Schéma d'une semelle isolée

$N=3237.3547$  KN (effort normal du poteau le plus sollicité donnée par le logiciel (ETABS)).

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  on remplace la valeur de A dans (\*)

et on trouve la valeur de B :  $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}}$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{3237.3547}{149}} = 4.66m$$

D'après les résultats, on remarque qu'il y'aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

**V.3. Vérification de la semelle filante**

Pour le calcul de la semelle filante nous Choisissons une semelle de largeur B et de longueur L.

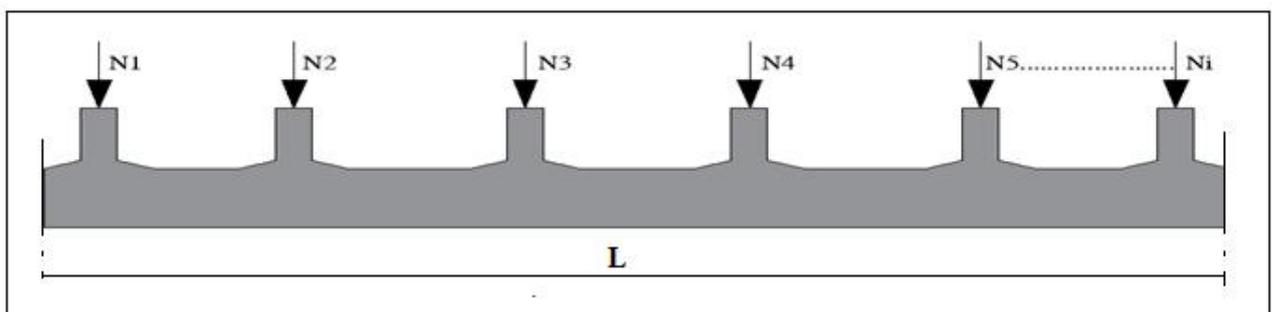


Figure V.2. schéma d'une semelle filante

Nous allons vérifier deux semelles, suivant les deux sens (XX et YY)

- **Vérification selon le (Sens XX)**

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de poteau représenté si dessous :

Tableau. V.1.Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes selon x

Les files	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Somme KN	1743.28	7034.42	11130.40	11846.68	4437.81	1023.46	942.42	218.44	309.66

D'après les résultats du tableau précédant on constate que la file numéro 4 est la plus sollicitée :

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : L = 23,35 m ; N = 11846.6803 KN ;  $\sigma_{sol} = 149$  KPa ;

$$\text{On a: } S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11846.6803}{149 \times 23.35} \Rightarrow B \geq 3.4 \text{ m}$$

- **Vérification selon le sens YY**

Tableau. V.2.Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes selon y

Les Files	1	2	3	4	5	6	7
Somme KN	4829.27	6097.07	9595.62	8747.38	1501.56	4828.54	3083.61

D'après les résultats du tableau précédant on constate que la file numéro 3 est la plus sollicitée :

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : L = 22.95 m ; N = 9595.629 KN ;  $\sigma_{sol} = 149$  KPa

$$B \geq \frac{9595.629}{149 \times 22.95} \Rightarrow B \geq 2.81 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement dans les deux sens (XX ; YY), d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

#### V.4.radier general

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicités et on adoptera le même pour tout le radier

##### V.4.1.pré dimensionnement du radier

- ❖ **Condition de coffrage :**

ht : hauteur des nervures

hr : hauteur de la dalle

L max : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (L max=550cm)

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

### ❖ Condition de rigidité :

Pour un radier rigide, il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$l_e$  : longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module de Young.  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : moment d'inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol. (Pour un sol moyen):  $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de l'élément considéré par ml

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 76.57 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h_t = 80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.8)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_{max} = 5.20 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### ❖ Surface du radier

On a :  $N_S = 30364.939 \text{ kN}$

Tableau. V.3. Calcul de l'effort N du radier transmis aux fondations à l'ELS

Poids	Volume v (m <sup>3</sup> )	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	P= v× $\gamma$ KN	comb
A la base du bâtiment	Résultat extraie du logiciel ETABS		30364.939	ELS
Des avant poteaux	$V_{av} = B \times (H - h_t) \times n$	25	292.5	G
Des terres	$V_t = S_{bat} \times (H - h_r) - (V_n + V_{av})$	20	12766.71875	G
Des nervures	$V_N = L_N \times b_N (h_N - h_r)$	25	1423.23125	G
Du radier	$V_r = h_r \times S_{bat}$	25	3503.0625	G
Total N (KN)	$N = \sum (v \times \gamma) = 48350.4515 \text{ KN}$			

$$S_{radier} \geq \frac{N'}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{48350.4515}{149} = 324.49 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est  $S_{bat} = 400.35 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{radier} \Rightarrow$  le radier sans débord ( $D$ )

#### V.4.2.les vérifications

##### ❖ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle (radier) au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : effort normal.

$h_t$  : hauteur total du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A + B)$

$$\text{Tel que : } A = a + h_t = 0.65 + 0.80 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$B = b + h_t = 0.65 + 0.8 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } U_c = 5.8 \text{ m}^2 \text{ et } N_d = 3851.5832 \text{ KN}$$

$$N_d = 3.8435848 \text{ MN} < 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1} = 5.22 \text{ MN} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Donc pas de risque de poinçonnement

##### ❖ Vérification de la poussé hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \cdot H \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$$

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.5$ ) ;

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment  $H = 3.4 \text{ m}$

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 324.49 \text{ m}^2$ ) ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$$N = 48350.4515 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.4 \times 324.49 \times 10 = 16548.99 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

##### ❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{48350.4515 \times 5.2}{2 \times 324.49} = 387.41 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{387.41 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.155 \text{ m}$$

On opte pour  $d=30\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{387.41}{1 \times 0.3} = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\text{Les contraintes sous le radier sont données par : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 70147.7968 \text{ m}^4 \quad XG=12.0401 \text{ m}$$

$$I_y = 70047.2515 \text{ m}^4 \quad YG=11.6486 \text{ m}$$

#### • Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{48.3504515}{324.92} + \frac{12.0134327}{70147.7968} * 11.6486 = 0.15 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{48.3504515}{324.49} - \frac{12.0134327}{70147.7968} * 11.6486 = 0.14 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.15 + 0.14}{4} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.149 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{48.3504515}{324.92} + \frac{21.4346452}{70047.2515} \times 12.0401 = 0.15 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{48.3504515}{324.92} - \frac{21.4346452}{70047.2515} \times 12.0401 = 0.14 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.15 + 0.14}{4} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.149 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{12.0134327}{48.3504515} = 0.248 < \frac{20.75}{4} = 5.19 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens-Y-Y : } e = \frac{21.4346452}{48.3504515} = 0.443 < \frac{26.2}{4} = 6.55 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### V.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité et le ferrailage trouvé sera opté pour tout le radier dont l'intérêt est d'avoir un ferrailage homogène pour faciliter l'exécution sur chantier.

Le panneau est une dalle sur quatre appuis de dimensions

$$L_x = 5.5 - 0.65 = 4.85 \text{ m}$$

$$L_y = 5.5 - 0.65 = 4.85 \text{ m}$$

$$p = L_x/L_y = 1 > 0.4$$

Donc la dalle travaille selon les 2 sens

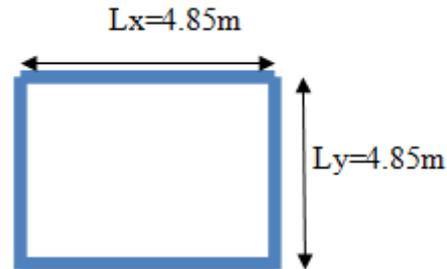


figure. V.3.panneau de dalle sur 4 appuis

### ❖ Calcul des sollicitations

#### ➤ A L'ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35(G_{nervure} - G_{radier} - G_{remblaie})$$

$$G_{nervure} = 20 \text{ KN/m}^2 ; G_{radier} = 7.5 \text{ KN/m}^2 ; G_{remblaie} = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = \frac{59520.8457}{324.49} + 1.35 * (20 - 7.5 - 6) = 192.20 \text{ KN/m}^2$$

#### • Les moments isostatiques

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0368 \times 192.20 \times 4.85^2 = 166.37 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 1.0000 \times 166.37 = 166.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On tenant compte de la continuité des panneaux, les moments réduits ainsi :

#### 1/.les moments en travée :

$$M_t^x = M_t^y = 0.75 * M_{x,y} = 124.78 \text{ KN.m}$$

#### 2/.les moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 * M_{x,y} = -83.19 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml d'une section ( $b \cdot h$ )

#### • Condition de non fragilité

$$e = 30 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = p_0 \left( \frac{3-p}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_{\min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \\ p = 1 \quad \begin{cases} A_{\min}^y = p_0 \times b \times e \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage du radier se résument dans le tableau suivant :

Tableau .V.4. Ferrailage du radier à l'ELU

Localisation		$M_i(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Nombre de barres
Travée	x-x	124.78	12.58	7HA16=14.07 $\text{cm}^2$
	y-y	124.78	12.58	7HA16=14.07 $\text{cm}^2$
Appui		83.19	8.27	6HA16=12.06 $\text{cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On a : 
$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{192.20 \times 4.85}{2} \times \frac{(4.85)^4}{(4.85)^4 + (4.85)^4} \Rightarrow V_x = V_y = 233.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{233.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 0.78 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + (G_{nervure} - G_{radier} - G_{rem})$$

$$\Rightarrow q_s = \frac{48350.4515}{324.49} + 20 - 7.5 - 6 = 155.50 \text{ KN/m}$$

- **les moments isostatiques**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0441 \times 155.50 \times 4.85^2 = 161.31 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 1.0000 \times 161.31 = 161.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1/.les moments en travée :

$$M_t^x = 0.75 \times M_x = 120.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 120.98 \text{ KN.m}$$

2/.les moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -80.66 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

-État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n * f_{tj}} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	120.98	9.34	117243.003	9.64 < 15	Vérifiée	319.78 > 201.63	Pas Vérifiée
	y-y	120.98	9.34	117243.003	9.64 < 15	Vérifiée	319.78 > 201.63	Pas Vérifiée
Appui	80.66	8.76	104018.171	6.79 < 15	Vérifiée	247.06 > 201.63	Pas Vérifiée	

Les contraintes de l'acier  $\sigma_{st}$  sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS, Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A cal (cm <sup>2</sup> )	A adopté	
Travée	x-x	120.98	$6.67 \times 10^{-3}$	0.377	6.86	4HA16=8.04cm <sup>2</sup>
	y-y	120.98	$6.67 \times 10^{-3}$	0.377	6.86	4HA16=8.04cm <sup>2</sup>
Appui	80.66	$4.44 \times 10^{-3}$	0.318	4.47	4HA14=6.16cm <sup>2</sup>	

Tableau. V.6.vérification des nouvelles contraintes

V.4.4.Schéma de ferrailage

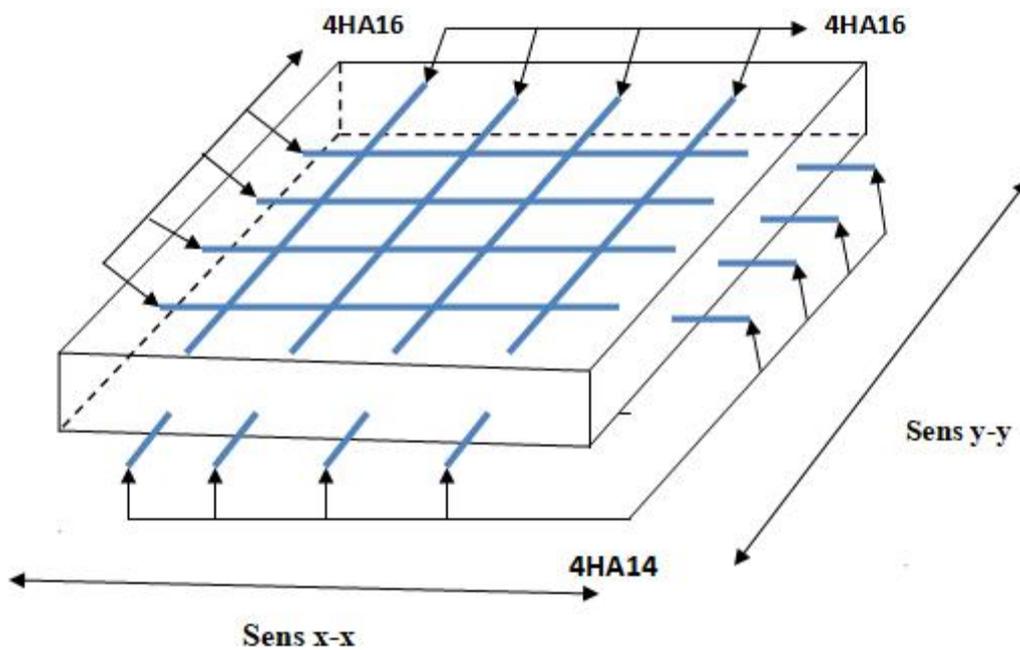


Figure V.4.schéma de ferrailage du radier

### V.5. étude des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est Triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture) ; mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Charges triangulaires :**

$$p = \frac{qu \times lx}{3} \Rightarrow p : \text{charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire}$$

- **charge trapézoïdale :**

$$p = \left(1 - \frac{p^2}{3}\right) \times \frac{qu \times lx}{2} \Rightarrow p : \text{charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale}$$

On a :  $qu=192.20 \text{ KN/m}$  ;  $qs=155.50 \text{ KN/m}$

#### Calcul des sollicitations

$$Ma = \frac{pg \times l'^3 g + pd \times l'^3 d}{8.5(l'g + l'd)}$$

Avec : les longueurs fictives :  $l' = l$  si c'est une travée de rive

$l' = 0.8l$  si c'est une travée intermédiaire

⇒ Pour l'appui de rive, on a :  $Ma = 0.15M_0$  avec :  $M_0 = q \cdot l^2 / 8$

⇒ Les moments en travée :

$M_g$  et  $M_d$  : moment sur appuis de gauche et droite respectivement

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{avec : } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **sens longitudinal (x-x)**

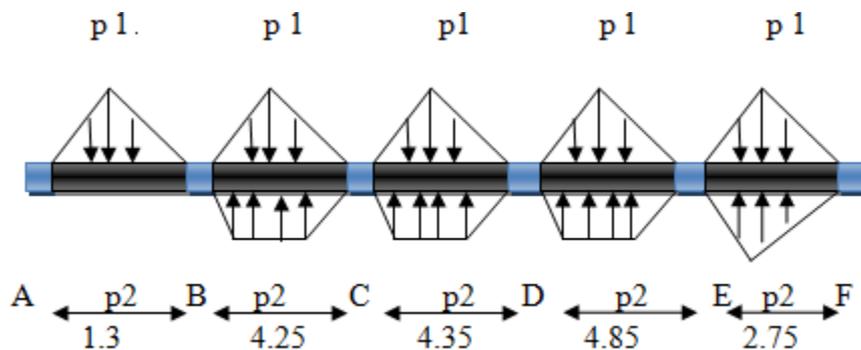


Figure V. 5. Schéma statique de la nervure dans le sens (x-x)

#### ❖ Calcul des sollicitations

- **A ELU :**

⇒ exemple de calcul pour la travée AB :  $p1 = \frac{qu \times lx}{3} = \frac{192.20 \times 1.3}{3} = 83.29 \text{ KN.m}$

$$P2=0 \Rightarrow p=p1+p2=83.29 \text{ KN.m}$$

Même choses pour les autres travées

Tableau V.7. sollicitation sur les nervures du radier dans le sens longitudinal à l'ELU

Travée	Lx(m)	L'x(m)	P1(KN/m)	P2(KN/m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		Mt(KN.m)
						Mg	Md	
A-B	1.3	1.3	83.29	/	83.29	-84.77	-577.50	265.42
B-C	4.25	3.4	272.28	310.06	582.34	-577.50	-824.31	-258.17
C-D	4.35	3.48	278.69	322.04	600.73	-824.31	-1050.54	-457.77
D-E	4.85	3.88	310.72	381.01	691.73	-1050.54	-846.99	-379.05
E-F	2.75	2.75	176.18	176.18	352.36	-846.99	-84.77	4.96

- A l'ELS :

Tableau V.8. sollicitation sur les nervures du radier dans le sens longitudinal à l'ELS

Travée	Lx(m)	L'x(m)	P1(KN/m)	P2(KN/m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		Mt(KN.m)
						Mg	Md	
A-B	1.3	1.3	67.38	/	67.38	-68.58	-467.24	214.6
B-C	4.25	3.4	220.29	250.86	471.15	-467.24	-666.91	-208.88
C-D	4.35	3.48	225.47	260.55	486.02	-666.91	-849.95	-384.93
D-E	4.85	3.88	251.39	308.26	559.65	-849.95	-685.27	-306.68
E-F	2.75	2.75	142.54	142.54	285.08	-685.27	-68.58	4.02

- sens transversal (y-y) :

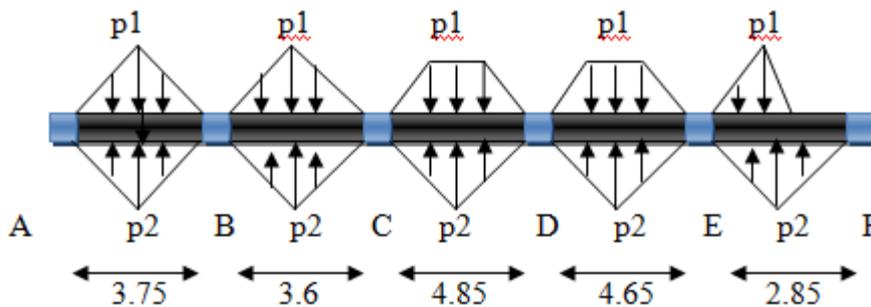


Figure V. 6. Schéma statique de la nervure sens (y-y)

Calcul des sollicitations dans le sens (Y-Y)

- A l'ELU

Tableau V.9. Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens transversal à l'ELU

Travée	Lx(m)	L'x(m)	P1(KN/m)	P2(KN/m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		Mt(KN.m)
						Mg	Md	
A-B	3.75	3.75	240.25	240.25	480.5	-84.77	-645.10	92.29
B-C	3.6	2.88	230.64	230.64	461.28	-645.10	-856.33	-430.39
C-D	4.85	3.88	343.02	310.72	653.74	-856.33	-1081.94	-398.38
D-E	4.65	3.72	318.03	297.91	615.94	-1081.94	-668.64	-335.26
E-F	2.85	2.85	60.86	182.59	243.45	-668.64	-84.77	4.01

• A PELS :

Tableau V.10. Sollicitations sur les nervures du radier dans le sens transversal à l'ELS

Travée	Lx(m)	L'x(m)	P1(KN/m)	P2(KN/m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		Mt(KN.m)
						Mg	Md	
A-B	3.75	3.75	194.38	194.38	388.76	-68.58	-521.93	74.66
B-C	3.6	2.88	186.6	186.6	373.2	-521.93	-692.82	-348.23
C-D	4.85	3.88	277.52	251.39	528.91	-692.82	-875.36	-322.32
D-E	4.65	3.72	257.31	241.03	498.34	-875.36	-540.98	-271.25
E-F	2.85	2.85	49.24	147.73	196.97	-540.98	68.58	3.24

V.5.1.Ferraillage des nervures

Les nervures sont des poutres continues et de section en T, elles sont ferraillées à la flexion Simple.

❖ Détermination de la largeur b selon les deux sens :

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

on a :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\Rightarrow \frac{b-0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.85}{2}; \frac{2.85}{10}\right) \Rightarrow b = 1.22\text{m} = 122\text{cm}$$

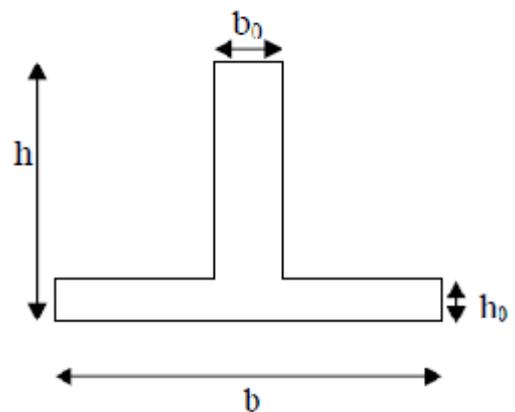


Figure V.7.section à ferrailler

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau. V.11. ferraillages des nervures

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
x-x	Travée	457.77	17.97	11.05	9HA16=18.1 cm <sup>2</sup>
	Appui	1050.54	42.69	11.05	9HA25=44.18cm <sup>2</sup>
y-y	Travée	430.39	16.87	11.05	9HA16=18.1 cm <sup>2</sup>
	Appui	1081.94	44.04	11.05	9HA25=44.18 cm <sup>2</sup>

❖ Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{319.3 \times 10^{-3}}{1.22 \times 0.75} = 0.348 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{188.348 \times 10^{-3}}{1.22 \times 0.75} = 0.206 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{319.3 \times \left( \frac{1.22 - 0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.22} = 0.368 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{188.348 \times \left( \frac{1.22 - 0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.22} = 0.435 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Les armatures transversales

$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right] \leq 20 \text{ mm}$ , alors ,  $\phi_t = 20 \text{ mm}$

$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des aciers transversaux

$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12; \phi_l \right) = 12 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau. V.12.Vérification des contraintes des nervures à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	384.93	16.18	1111589.5	5.60 < 15	Vérifier	305.5 > 201.63	N.vérifiée
	Appui	849.95	23.62	2285357.8	8.78 < 15	Vérifier	286.6 > 201.63	N.vérifiée
y-y	Travée	348.23	16.16	1111589.5	5.07 < 15	Vérifier	276.4 > 201.63	N.vérifiée
	Appui	875.36	23.62	2285357.8	9.05 < 15	Vérifier	295.2 > 201.63	N.vérifiée

⇒ La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, on recalcule à l'ELS.

Tableau V.13.redimensionnement du ferrailage des nervures

Localisation		Ms (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A cal (cm <sup>2</sup> )	A adopté
x-x	Travée	384.93	$2.78 \times 10^{-3}$	0.26	27.87	7HA25=34.36cm <sup>2</sup>
y-y	appui	849.95	$6.14 \times 10^{-3}$	0.36	63.87	7HA32+2HA25=66.12cm <sup>2</sup>
x-x	travée	348.23	$2.52 \times 10^{-3}$	0.25	25.12	7HA25=34.36cm <sup>2</sup>
y-y	appui	875.36	$6.33 \times 10^{-3}$	0.37	66.03	7HA32+2HA25=66.12cm <sup>2</sup>

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc  $A_p=3*0.8=2.4\text{cm}^2$ , soit : 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>

### V.5.2.schéma de ferrailage

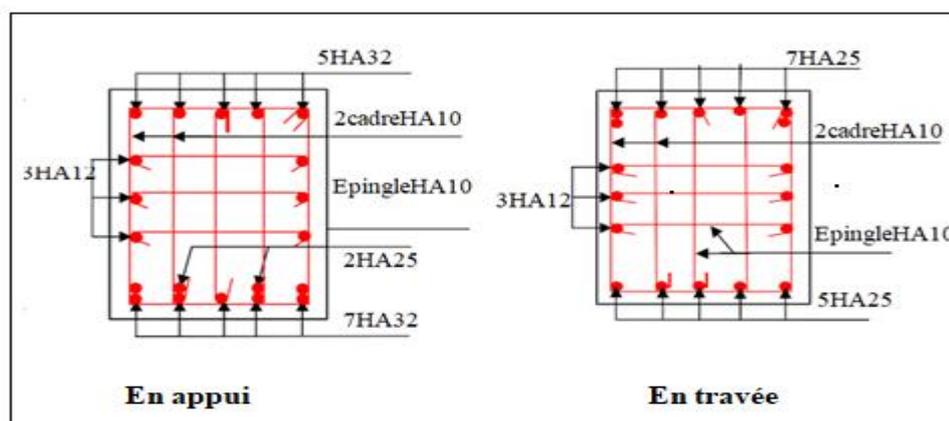


Figure V.8.Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y

### V.6.Etude du Voile périphérique

#### ❖ Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un Voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### ❖ Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=3.25$  m
- La longueur  $L=5.5$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

#### ❖ Caractéristiques du sol :

pois spécifique :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

la cohésion :  $C = 0,27 \text{ bars}$

angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

• **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

⇒ L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ ).

$$G = 2.95 \times 25 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 29.93 \text{ KN/m}^2$$

❖ **La surcharge accidentelle :**

On a :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.059 \text{ KN/m}^2$$

**V.6.1. Ferrailage du voile périphérique :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondation :

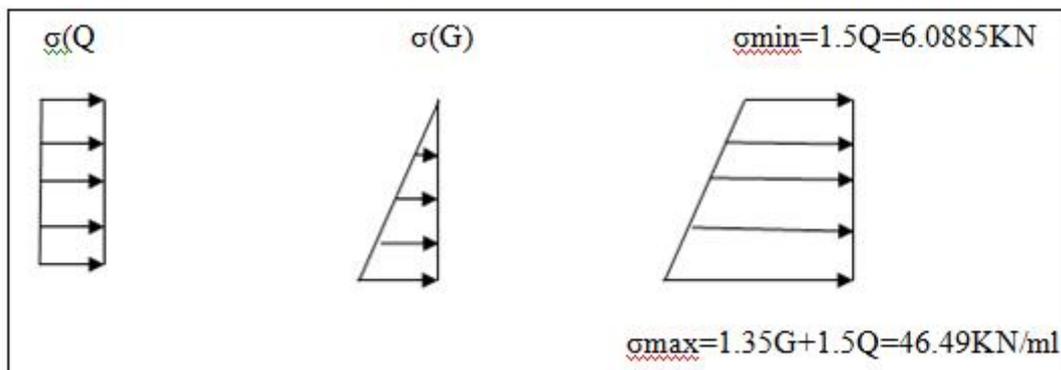


Figure V.9. répartition des contraintes sur le voile

❖ **A'ELU :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36.39 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 36.39 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$Lx = 2.95 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$Ly = 4.85 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$p = \frac{Lx}{Ly} = 0.61 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon les deux sens}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 25.59 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 7.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 21.75 \text{KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -12.79 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^y = 0.85 M_{0y} = 6.69 \text{KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -3.94 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage du voile se fera à la F.S avec une section se (1ml\*0.17) cm<sup>2</sup>

Les résultats obtenus du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Avec : A<sub>min</sub>=0.1% b\*h

Tableau.14. Le ferrailage du voile périphérique

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	Travée	21.75	0.0529	0.068	0.165	3.78	2	4HA12=4.52
	Appui	-12.79	0.0312	0.039	0.167	2.20	2	4HA10=3.14
Y-Y	Travée	6.69	0.0163	0.021	0.169	1.13	2	4HA10=3.14
	Appui	-3.94	0.0096	0.012	0.169	0.67	2	4HA10=3.14

• **Espacements**

Sens X-X : S<sub>t</sub> ≤ min(2e ; 25 cm) = 25cm ⇒ St=25cm

Sens Y-Y : S<sub>t</sub> ≤ min(2e ; 25 cm) = 25cm ⇒ St=25cm

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifiée que :  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.156 \leq \bar{\tau}_u = \left( \frac{0.15 \times f_c^{2/3}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{36.39 \times 2.95}{2} \times \frac{4.85^4}{2.95^4 + 4.85^4} = 47.21 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{36.39 \times 4.85}{2} \times \frac{2.95^4}{2.95^4 + 4.85^4} = 10.62 \text{KN}$$

Donc :

$$\tau_{ux} = \frac{0.04721}{1 \times 0.17} = 0.277 < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{0.01062}{1 \times 0.17} = 0.062 < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **A l'ELS :**

$$\sigma_{max} = G + Q = 33.99 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.059 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26.51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 26.51 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 25.59 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_{tx} = 16.80 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -9.88 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ty} = 8.03 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -4.015 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau. V.15. Vérification des contraintes du voile à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	16.80	4.17	13577.54	5.16 < 15	Vérifiée	238.13 > 201.63	N.Vérifiée
	Appui	-9.88	3.56	10011.78	3.51 < 15	Vérifiée	198.95 < 201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	8.03	3.56	10011.78	2.86 < 15	Vérifiée	161.69 < 201.63	Vérifiée
	Appui	-4.015	3.56	10011.78	1.43 < 15	Vérifiée	80.85 < 201.63	Vérifiée

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens X-X, on augmente alors la section de l'acier et on choisit

Tableau V.16. vérification de la nouvelle contrainte du voile

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	16.80	6HA12=6.79	4.42	161.25

### V.6.2. schéma de ferrailage du voile périphérique

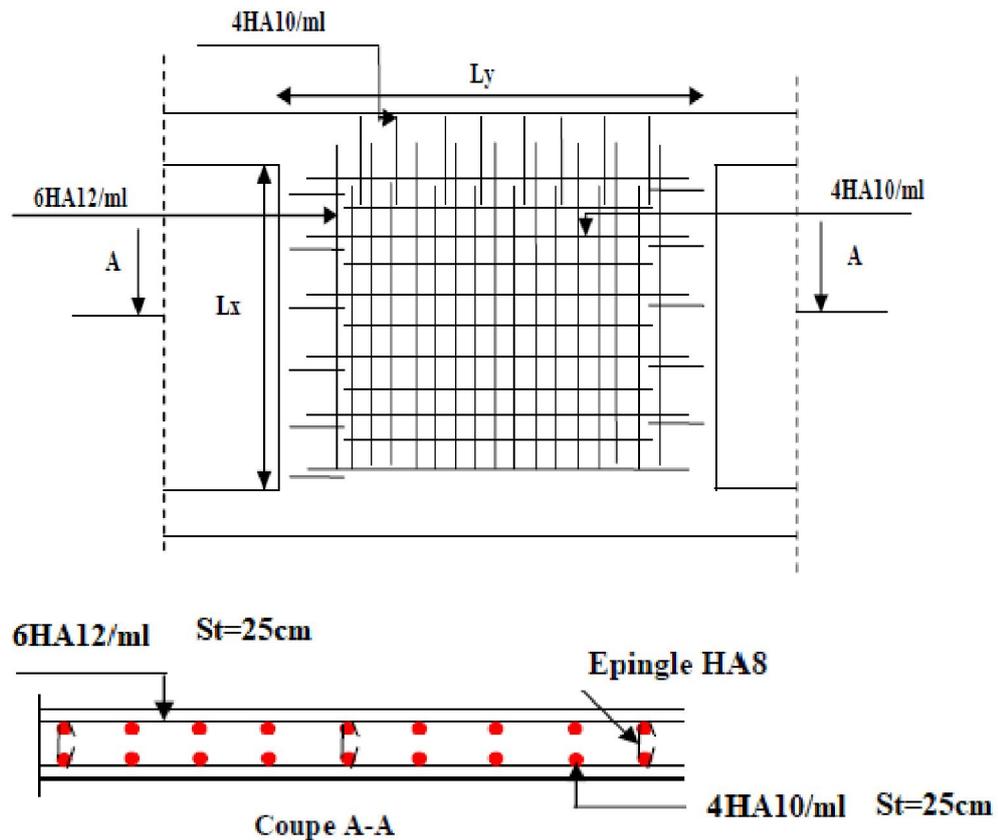


Figure V.10. schéma de ferrailage du voile périphérique

## Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape très importante dans le calcul des ouvrages en béton armé. Pour notre structure nous avons choisie un radier général comme fondation vue les caractéristiques mécaniques du sol et la géométrie de la structure.

Afin de stabiliser le massif de l'entre sol et de supporter les poussés des terres, un voile périphérique à été prévu et calculer comme un panneau de dalle sur quatre appuis.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Ce travail nous a permis d'une part de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un ouvrage ,et d'en faire un certain nombres de conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux.
- ✓ La bonne disposition des voiles , joue un rôle important sur la vérification de la période ,ainsi que sur la justification de l'interaction voiles-portiques .
- ✓ La présence des voiles dans la structure influence sur les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques , donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'impose.
- ✓ Pour éviter la formation de rotule plastique au niveau des poteaux nous avons vérifié les moments résistant au niveau des zones nodales.
- ✓ Le radier nervuré est le type de fondation choisi ,vu les charges importantes

Et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes .

- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleur qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place .

# Bibliographie

- ✦ Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- ✦ Règles de calcul de béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91)
- ✦ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(C.B.A.93).
- ✦ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✦ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✦ Cours béton armé (université de Bejaia).
- ✦ Mémoires de fin d'études .

## Programmes utilisés

- ✦ Logiciel d'analyse des structures ETABS V16.2.1
- ✦ Auto CAD

# **Annexes**

Annexe II

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0,1101	0,2500	0,1121	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	0,4462
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	0,7937
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 I

### SECTIONS REELLES D'ARMATURES Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre Ø mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe IV

# Performances & Raffinement

### Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course en m	Dimens. de cabine BK x TI
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 110
		Dy S	12	32	110 x 110
		ACVF	12	32	110 x 110
	1,60	Dy S	18	50	110 x 110
		ACVF	18	50	110 x 110
<b>800</b> 10 pers.	1,00	2 v	12	32	135 x 135
		Dy S	12	32	135 x 135
		ACVF	12	32	135 x 135
	1,60	Dy S	18	50	135 x 135
		ACVF	18	50	135 x 135
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 160
		Dy S	12	32	160 x 160
		ACVF	12	32	160 x 160
	1,60	Dy S	18	50	160 x 160
		ACVF	18	50	160 x 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 160
		TD 2	31	80	160 x 160
	4,00	TD 2	31	80	160 x 160
	<b>1250</b> 16 pers.	1,00	Dy S	12	32
ACVF			12	32	195 x 195
1,60		Dy S	18	50	195 x 195
		ACVF	18	50	195 x 195
2,50		Dy MV	28	80	195 x 195
		TD 2	31	80	195 x 195
4,00		TD 2	31	80	195 x 195
<b>1600</b> 21 pers.		1,00	Dy S	12	32
	ACVF		12	32	195 x 170
	1,60	Dy S	18	50	195 x 170
		ACVF	18	50	195 x 170
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 170
		TD 2	31	80	195 x 170
	4,00	TD 2	31	80	195 x 170
	6,30	TD 2	31	80	195 x 170

**Nota:** Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires.  
 (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse)  
 ACVF = variation continue de fréquence  
 Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse)  
 TD 2 = Transatron (variation de tension sans bruit)

## Caractéristiques générales

Depositor	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Alimentation	collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
465	540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	31000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12800	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33000	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000



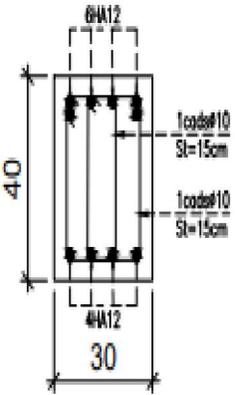
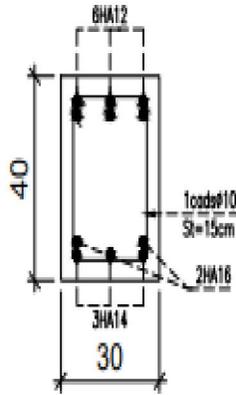
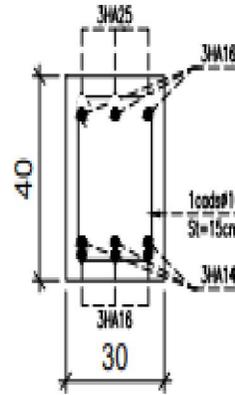
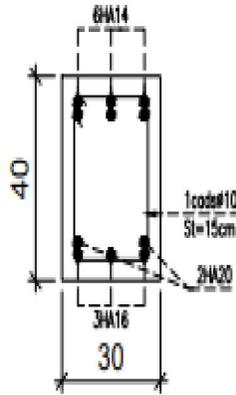
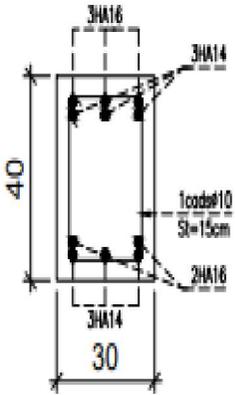
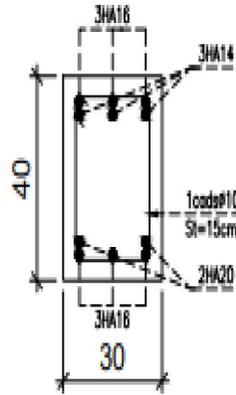
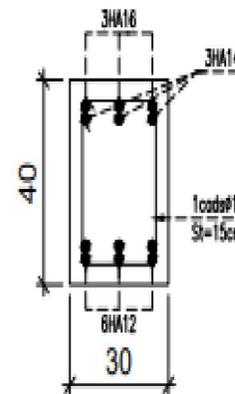
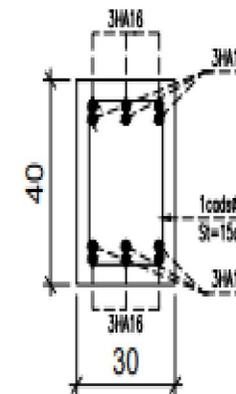
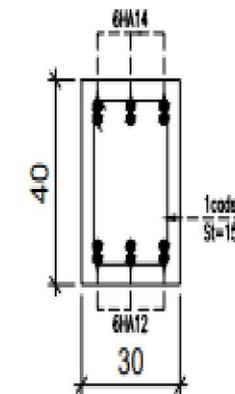
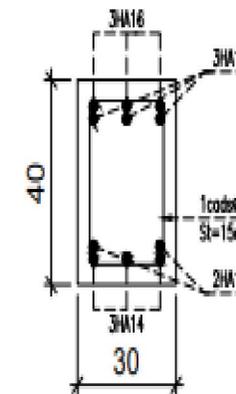
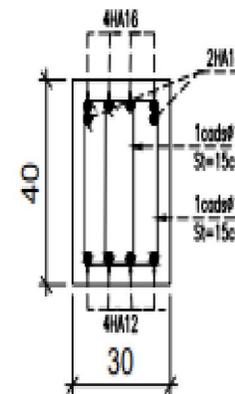
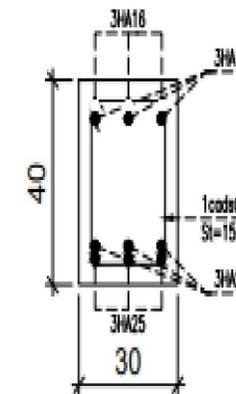
Symbolisé par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés  
(autorisation d'emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et  
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, dès lors le client se référera à un document général.  
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre  
contact avec votre correspondant Schindler habituel.

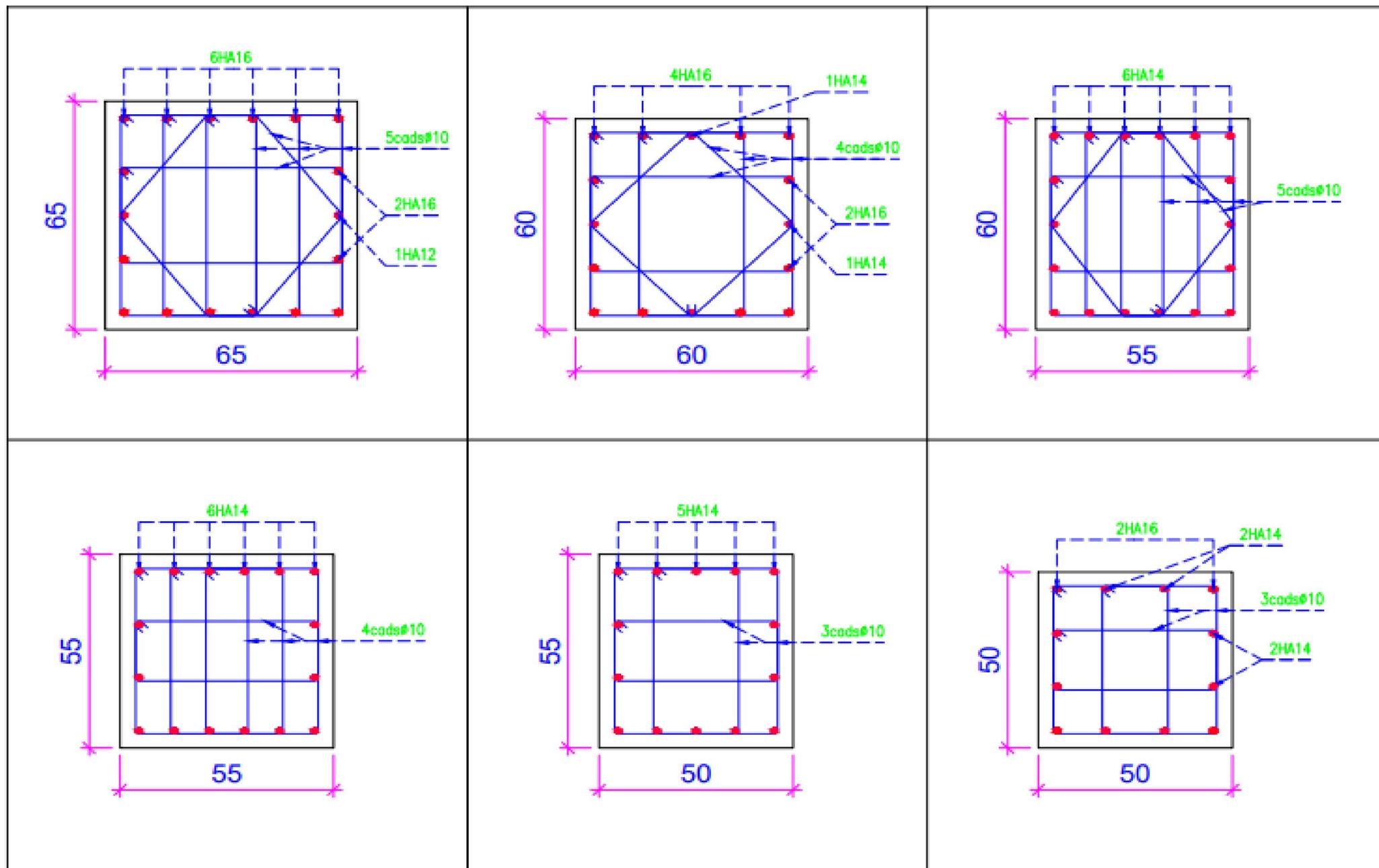
## **Annexe III**

Schémas de ferrailage des éléments  
principaux

## Poutres Principales et Poutres secondaires

(E/s) + Rdc PP	(E/s) + Rdc PS	(1+2eme) PP	(1+2eme) PS	(3+4eme) PP	(3+4eme) PP
					
(5+6eme) PP	(5+6eme) PS	(7+8eme) PP	(7+8eme) PS	(9eme) PP	(9eme) PS
					

## Poteaux



## **Annexe V**

Rapport de sol

#### IV. CALCUL DE FONDATION

- **Estimation de la contrainte admissible à partir des essais au P.S.L**

On est amené à étudier la possibilité de fondations superficielles type radier général. On déduira alors des résultats des essais au PSL, la contrainte admissible correspondant à un ancrage d'au moins 3<sup>m</sup>.40 de profondeur, par rapport à la côte du terrain naturel.

On utilisera alors, la formule générale traduisant la proportionnalité semi empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre, et s'écrit :  $Q_{adm} = (R_p - \sigma'_o) / 12$

En application des recommandations du D.T.U 13.12 et du Fascicule 62.

Avec,  $Q_{adm}$  : contrainte effective de rupture de la semelle

$R_p$  (eq) : résistance de pointe équivalente du sol

$\sigma'_o$  : contrainte effective à la profondeur de la sous face de la fondation

Avec :  $\sigma'_o = \gamma \cdot h$  où  $\gamma = \gamma'$  (déjaugé) = 0.101 bar et h : la profondeur de la fondation prise égale à 3<sup>m</sup>.40

Essais / PSL	Couche étudiée	Résistance en pointe Equivalente 1 <sup>er</sup> écrêtement	Résistance en pointe Equivalente 2 <sup>ème</sup> écrêtement
PS 02	3 <sup>m</sup> .4 - 15 <sup>m</sup> .00	26.09 bars	17.86 bars

On calculera pour une profondeur de 3<sup>m</sup>.40 par rapport à la côte du terrain naturel, la contrainte admissible du sous le radier et on aura :  $Q_{adm} = 1.49$  bars.

- **Evaluation des tassements des sols sous les fondations à partir des essais pénétrométriques statiques**

Dans ce qui suit, on calculera les tassements à partir des résultats des essais de pénétration statique en adoptant la méthode de Sanglerat. On considère un radier de dimensions (16 X 12) m<sup>2</sup> posé à un niveau -3<sup>m</sup>.40 de la surface sous une nappe d'eau gisant à -3<sup>m</sup> de la surface (cas défavorable).

L'expression du tassement est :  $\Delta H = (\Delta \sigma \cdot H) / \sigma_o \cdot c$

Avec, H : épaisseur de la couche du sol

C : constante de compressibilité  $c = K_{sol} \cdot R_p / \sigma_o$   $5 > K_{sol} > 2$

On aura en fin de compte, des tassements oscillant entre 16.33<sup>cm</sup> pour un tassement min et 29.67<sup>cm</sup> pour une valeur max, et cela pour la contrainte admissible transmise de 1.49 bars.

Cette valeur des tassements est élevée et reste relativement préjudiciable pour la construction. On est amené par conséquent, à diminuer la valeur de la contrainte admissible jusqu'à avoir une valeur des tassements plus tolérable.

- **Estimation de la contrainte admissible à partir des essais pressiométriques**

Dans le cas de sols fins saturés, l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurés sont donc non drainées. La capacité portante calculée à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à un comportement à court terme pour ce type de sol.

Les essais pressiométriques, selon le DTU 13.12 et le fascicule 62 permettent la détermination à différents niveaux les deux paramètres suivants, à savoir : la pression limite  $P_l$  et le module pressiométrique  $E_M$ .

## V. Conclusions et recommandations :

L'assiette d'assise choisie pour accueillir la structure de notre client, est dans un terrain présentant un versant à pente régulière et parfois accidentées et adaptés. Le maître de l'ouvrage a entrepris des terrassements en grande masses pour réaliser une plate forme destinée à recevoir la structure en question.

Des essais pressiométrique ainsi que des sondages carottés sont réalisées sur la plate forme d'assise du terrain et ont permis d'apprécier l'homogénéité latérale et verticale du terrain vis à vis de sa compacité.

A cet effet on préconise :

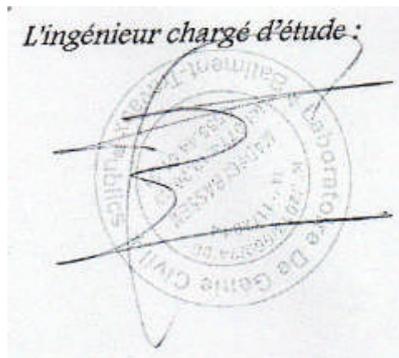
Sur une partie (voir schéma de zonage annexé) située à l'extrémité aval où, il y'a lieu d'excaver et évacuer les sols altérés de la couche superficielle de 3.40m par rapport à la cote du terrain naturel.

- La profondeur de la sous face de la fondation doit être à 3.00m au moins par rapport au niveau de la plate forme.
- Le taux de travail à adopter est de 1.49 bars.
- Les caractéristiques mécaniques :
  - ✓ Les paramètres de cisaillement à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :  
Angle de frottement interne  $\Phi = 25^\circ$ .  
Cohésion  $c = 0.27$  bar.
- Le site est classé catégorie S3 selon le DTR BC 2 48.
- Le site ne présente aucune agressivité vis-à-vis du béton.

Aussi on conseille :

- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (avec des caniveaux)
- ✓ Procéder à l'arborisation du site (par des Eucalyptus, oliviers ...)

*L'ingénieur chargé d'étude :*



# **Plan de la structure**