

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

2020/2021

## Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Spécialité : Structure

**Etude d'un bâtiment (R + 9 + 2 entre sol) à usage d'habitation contreventé par un Système Mixte  
(Voile Portiques)**



Soutenu devant le jury, composé de :

BOUROUBA

Président

AZIROU

Examineur

OURABAH Adnane

Encadreur

Présenté par :  
HAROUNE Walid  
REDOUANE Nourdine

## *Remerciements*

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

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr Adnane Ourabah pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin*



## *Dédicaces*

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

*Je dédie ce modeste travail*

*✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*

*✓ A mes freres ( WAIL , WASSIM )*

*✓ A mes sœurs (AMEL , IKRAM)*

*✓ A ma femme (Dounaized)*

*✓ En fin, je remercie mon ami Ben aissa abd elghani*

*✓ Mon benom nourdine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Walid*



# *DEDICACES*

---

*Je dédie ce lapidaire travail :*

- ✓ *A mes chers parents ;*
- ✓ *A mes chers frères*
- ✓ *A ma chère sœur*
- ✓ *A tous la famille Redouane*
- ✓ *A mon binôme WALID*
- ✓ *A tous mes amis ;*
- ✓ *A tous mes collègues*

*Nordine*

[Tapez ici]

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	

## Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2 Caractéristique de la structure .....	2
I.2.1 Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.2 Données de site .....	2
I.2.3 : Description structurale .....	2
I.2.4. Choix du contreventement.....	2
I.3 : Règlements et normes utilisés.....	2
I.4. Etats limites : .....	3
I.4.1 : Définition.....	3
I.4.2 les hypothèses de calcul.....	3
I.4.2.1 E.L.U Etat limite ultime.....	3
I.4.2.2 E.L.S Etat limite ultime.....	3
I.5.Actions et sollicitations .....	4
I.5.1 les actions .....	4
I.5.1.1 Définitions.....	4
I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions.....	4
I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions .....	4
I.5.2. Les sollicitations.....	4
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux .....	4
I.6.1. Le béton .....	5
I.6.1.1. Définition.....	5
I.6.1.2. Composition du béton .....	5
I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton .....	5
I.6.2.1 L'acier .....	8
I.6.2.2. Contrainte de calcul aux états limites .....	9
I.6.2.3 Protection des Armatures .....	10

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction .....	11
II.2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires .....	11
II.2.1. Les planchers .....	11
II.2.1.1. Planchers à corps creux .....	11
II.2.1.2. Les dalles plaines .....	13
II.2.2. Les escaliers .....	15
II.2.2.1. Terminologie .....	15
II.2.2.2. Différents types d'escaliers .....	16
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	18
II.3.1. Les voiles .....	18
II.3.2. Les poutres .....	19
II.3.2.1. Les poutres principales (P.P) .....	19
II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S) .....	19
II.3.3. Les poteaux .....	19
II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges .....	19

II.3.3.2. Descente de charge .....	21
II.3.3.3. Vérifications p1.....	30
II.3.3.4. Vérifications p2.....	35
<b>Chapitre III:Etude des éléments secondaires</b>	
III.1. INTRODUCTION .....	38
III.2. ETUDE DES PLANCHERS.....	38
III.2.1. Calcul des planches à corps creux .....	38
III.2.1.1. Etude des poutrelles .....	38
III.2.1.2. La méthode forfaitaire .....	38
III.2.1.3. Méthode de Caquot .....	40
III.2.1.4. Différents types de poutrelles .....	41
III.2.1.5. Les sollicitations les plus défavorables .....	45
III.2.1.6. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles .....	45
III.2.1.7. Les vérifications nécessaires .....	47
III.2.2. Etude des dalles pleines .....	53
III.2.2.1. Méthode de calcul des sollicitations .....	53
III.2.2.2. Calcul de Ferrailage.....	54
III.2.2.3. Vérification à l'ELU.....	55
III.2.2.4. Vérifications à l'ELS.....	55
III.2.2.5. Vérification de la flèche.....	57
III.2.3. Calcul des escaliers .....	58
III.3. Calcul des d'escalier type I.....	58
III.3.1 calcul de la poutre palière .....	62
III.3.5. Calcul de l'acrotère .....	65
III.3.5.1. Evaluation des charges et surcharges .....	65
III.3.5.2. Calcul des sollicitations .....	65
III.3.5.3 Ferrailage.....	65
III.3.5.4 Schéma de ferrailage .....	66
<b>Chapitre IV Etude dynamique</b>	
IV.1) Introduction .....	67
IV.2) choix de la méthode de calcul .....	67
IV.2-1) La méthode statique équivalente .....	67
IV.2-2) Calcul de la force sismique.....	67
IV.2-3) Les méthodes dynamiques .....	69
IV.3 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	73
IV.3.1 Période de vibration et participation massique .....	73
IV.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	73
IV.3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	73
IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	75
IV.3.5. Calcul des déplacements .....	76
IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	77
<b>Chapitre V : Etude des éléments principaux</b>	
V. Introduction.....	79
V.1 Etude des poteaux .....	79
V.1.1 Définition .....	79
V.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003 .....	79
V.1.3 Sollicitations dans les poteaux.....	81
V.1.4 Ferrailage des poteaux .....	82
V.1.5. Ferrailage transversale .....	85

V.1.6. Vérifications relatives aux poteau.....	85
V.1.7. Schéma de ferrailage .....	89
V.2.Etude des poutres .....	89
V.2.1.Recommandations .....	89
V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres .....	90
V.2.3. Les Vérifications nécessaire.....	92
V.3.Etude des voiles .....	96
V.3.1. Introduction .....	96
V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	96
V.3.3. Ferrailage des voiles .....	97
V.3.4 Les Sollicitation et le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles.....	98
V.4.CONCLUSION.....	103

### Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI Introduction.....	106
VI.1Etude des fondations.....	106
VI.1.1 Choix du type des fondations .....	106
VI.1.2Combinaisons d'actions à considérer .....	106
VI.1.3Les caractéristique du sol.....	106
VI.1.4Vérification des semelles isolées .....	106
VI.1.5Vérification des semelles filantes.....	107
VI. 2.1 Dimensionnement de la poutre de libage on a un poteau de dimension .....	108
VI. 2.2Vérification de la contrainte dans le sol .....	108
VI. 2.3 Calcul de l'effort sollicitant la de semelle filante à l'ELU .....	109
VI.3.1 Etude de la poutre de rigidité .....	110
VI.3.1. Définition .....	110
VI.3.2. Dimensionnement .....	110
VI.3.3. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité.....	110
VI.3.4. Calcul des sollicitations .....	110
VI.3.5. Calcul des armatures .....	110
VI.3.6 Vérification à L'ELU.....	110
VI.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS.....	111
VI.3.8 Etude de la longrine.....	111
VI.4 étude du voile périphérique .....	112
VI.4.1 Données relatives au calcul du voile périphérique .....	112
VI.4.2 Calcul du ferrailage.....	113
VI.4.3 Vérifications à l'ELU .....	114
VI.4.4 Vérification à L'ELS.....	114

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

## Liste des figures

### Chapitre I : Généralités

Figure I.1. Règle des trois pivots .....	3
Figure I .2 : Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction du béton.....	6
Figure I .3 .1: Diagramme des contraintes du béton.....	6
Figure I .3 .2: diagramme des contraintes limite du béton.....	7
Figure I .4 : Diagramme contrainte déformations de l'acier.....	9
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation.....	10

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure. II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	12
Figure. II.2.1 : Schéma d'une poutrelle.....	12
Figure. II.2.2 : Schéma de la disposition des poutrelles sur différent niveau...	13
Figure II.3 : panneau sur 02 appuis.....	14
Figure. II.4 : Dalle sur 03 appuis.....	14
Figure. II.5 : Dalle sur 04 appuis.....	14
Figure II.6 : Coupe verticale de l'escalier. ....	15
Figure II.7 :L'escalier du sous-sol est en bois .....	16
Figure II.8 : schéma statique volée 1.....	16
Figure II.9 : schéma statique volée 2 .....	16
Figure II.10 : schéma statique volée 3.....	17
Figure II.11 : schéma statique volée 1.....	17
Figure II.12 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.....	22
Figure II.13 : Surfaces afférentes ch. d'ascenseur.....	23
Figure II.14 : surfaces afférentes Terrasse inaccessible.....	23
Figure. II.15 : surfaces afférentes étages 1 jusque 7 <sup>ème</sup> étages.....	23
Figure. II.16 : surfaces afférentes Etage de service.....	24
Figure. II.17 : surfaces afférentes RDC.....	24
Figure. II.18 : surfaces afférentes sous-sol 1.....	25
Figure. II.19 : surfaces afférentes sous-sol 2.....	25
Figure. II.20 : surfaces afférentes des Etages.....	32

### Chapitre III Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle.....	40
Figure III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées...	40
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de Deux travées.....	40
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.....	41
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle. ....	43
Figure III .2.1.Schéma de la dalle pleine DP2.....	53
Figure III .2.2.schéma de ferrailage de la dalle dp1, dp2 et dp3.....	58
Figure III .3.1.Vue en plan de l'escalier type I.....	59
Figure III .3.2. Schéma statique.....	59
Figure III .3.3. Diagramme des sollicitations.....	59
Figure III .3.4 Schéma de ferrailage des volées (I) et (III) .....	62
Figure III.3.5 : Schéma statique de l'acrotère.....	65
Figure III.3.6 Detaille schéma de ferrailage acrotère.....	66

## **Chapitre IV Etude dynamique**

<b>Figure IV.1</b> : spectre de réponse pour les deux sens x,y.....	<b>70</b>
<b>Figure IV.2</b> : vue en plan de la disposition des voiles.....	<b>71</b>
<b>Figure IV.3</b> : vue en 3D du modèle obtenu par logiciel Etabs V16.....	<b>71</b>
<b>Figure IV.4</b> : le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X...	<b>72</b>
<b>Figure IV.5</b> : translation suivant l'axe Y-Y.....	<b>72</b>
<b>Figure IV.6</b> : vue en plan de 3eme mode de torsion selon l'axe Z-Z.....	<b>72</b>

## **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

<b>Figure V. 1</b> Zone nodale.....	<b>80</b>
<b>Figure V.3.1</b> Armature transversale dans la zone nodale.....	<b>90</b>
<b>Figure V.3.2</b> : Moments résistants au niveau de La zone nodale.....	<b>94</b>
<b>Figure V. 3.3</b> : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	<b>96</b>
<b>Figure. V.4.1</b> : Schéma d'un voile plein.....	<b>98</b>
<b>Figure. V.5.1</b> Schéma des différents cadres utilise dans les ferrailages.....	<b>105</b>
<b>Figure. V.5.2</b> : Schéma d'un voile plein.....	<b>105</b>

## **Chapitre VI Etude de l'infrastructure**

<b>Figure. VI.1</b> : semelle isolé.....	<b>106</b>
<b>FigureVI.2</b> efforts normal dans les semelles filantes.....	<b>107</b>
<b>FigureVI.3.2</b> : coupe d'une Semelle filante.....	<b>107</b>
<b>FigureVI.3.2</b> : Semelle filante.....	<b>107</b>
<b>FigureVI.3.2.1</b> : disposition des Semelles filantes.....	<b>108</b>
<b>FigureVI.3.2.2</b> .schema de ferrailage du lit Semelle filante.....	<b>111</b>
<b>FigureVI.4.1</b> . poussées des terres sur les Voiles périphériques.....	<b>113</b>
<b>Figure VI.4.2</b> Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile Périphérique.....	<b>113</b>
<b>Figure VI.4.3</b> .Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	<b>116</b>

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques mécaniques des aciers .....	8
<b>Tableau I.2</b> : L'enrobage des armatures.....	10
<b>Tableau II.1</b> : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible..	19
<b>Tableau II.2</b> : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4).....	20
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	20
<b>Tableau II.4</b> : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une T I.....	20
<b>Tableau II. 5</b> : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine .....	20
<b>Tableau II.6</b> : Tableau dévaluations des charges d'une volée.....	21
<b>Tableau II.7</b> : Tableau dévaluation de charge de palier.....	21
<b>Tableau II.8</b> : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.....	21
<b>Tableau II.9</b> : La loi de dégression pour le poteau P 1.....	26
<b>Tableau II.10.</b> : Evaluation des charges « G ».....	26
<b>Tableau II.11</b> : L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau .....	30
<b>Tableau II.12</b> : Vérification de la résistance (compression simple) .....	31
<b>Tableau II.13</b> : Vérification au flambement :.....	32
<b>Tableau II.14</b> : La loi de dégression pour le poteau le P2 .....	33
<b>Tableau II.15</b> : Evaluation des charges « G ».....	33
<b>Tableau II.16</b> : L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau .....	35
<b>Tableau II.17</b> : Vérification de la résistance (compression simple) .....	36
<b>Tableau II.18</b> : Vérification au flambement .....	36
<b>Tableau. III.1</b> : Les différents types de poutrelles .....	42
<b>Tableau III.1.2.1</b> : Sollicitations des différents types de poutrelles TI .....	44
<b>Tableau III.1.2.2.</b> : Sollicitations des différents types de poutrelles.....	44
<b>Tableau III.1.2.3.</b> :Sollicitations des différents types de poutrelles Sous-Sol+Rdc+Eservice	44
<b>Tableau III.1.3.</b> : Sollicitation maximale dans les poutrelles.....	45
<b>Tableau III.1.4.1.</b> : Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux	46
<b>Tableau III.1.4.2.</b> : Vérification à l'ELU.....	51
<b>Tableau III.1.4.3.</b> : Vérifications des contraintes dans les différents niveaux.....	51
<b>Tableau III.1.4.4.</b> : Vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	51
<b>Tableau III.1.5</b> : Schémas de ferrailage des poutrelles .....	52
<b>Tableau III.2.1</b> : formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines .....	53
<b>Tableau III.2.2.1</b> : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant.....	54
<b>Tableau III.2.2.2</b> : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse .....	54
<b>Tableau III.2.3</b> :récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différent types de dalles	55
<b>Tableau III.2.4.1</b> : récapitulatif des vérifications des contraintes.....	55
<b>Tableau III.2.4.2</b> : vérification des contraintes après avoir recalculé à els.....	56
<b>Tableau III.2.4.3</b> : récapitulatif des vérifications de la flèche .....	57
<b>Tableau III.3.2.1</b> : ferrailage de la poutre palier .....	63
<b>Tableau III.3.2.2</b> : Récapitulatifs de calcul a torsion .....	63
<b>Tableau III.3.2.3</b> : vérification des contraintes dans le béton .....	64
<b>Tableau III.3.2.4.</b> : Schéma de Ferrailage de la poutre palier.....	65
<b>Tableau III.3.3.1</b> : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère.....	65
<b>Tableau III.3.3.2</b> : ferrailage obtenu à l'ELU de l'acrotère .....	66
<b>Tableau IV. 1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	69
<b>Tableau IV.2</b> : période et taux de participation massique de la structure .....	73
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	73
<b>Tableau IV.4</b> : interaction vertical .....	74
<b>Tableau IV.5</b> : interaction horizontale selon X-X.....	74

<b>Tableau IV.6</b> : interaction horizontale selon Y-Y.....	75
<b>Tableau IV.7</b> : vérification de l'effort normal réduit .....	75
<b>Tableau IV.8</b> : les déplacements entres étages selon X-X.....	76
<b>Tableau IV.9</b> : les déplacements entrent étages selon Y-Y.....	76
<b>Tableau IV.10</b> : vérification des effets de second ordres sens X-X.....	77
<b>Tableau IV.11</b> : vérification des effets de seconds ordres sens Y-Y.....	78
<b>Tableau V.1</b> : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.....	80
<b>Tableau V.2</b> : Sollicitations dans les poteaux.....	82
<b>Tableau V.2.1.1</b> : Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque.....	84
<b>Tableau V.2.1.2</b> Ferrailage transversal des poteaux les plus sollicités de chaque.....	85
<b>Tableau V.2.2.3</b> : Vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	85
<b>Tableau V.2.2.4</b> : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.....	86
<b>Tableau V.2.2.5</b> : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	87
<b>Tableau V.2.2.6</b> : Vérification au cisaillement des poteaux.....	88
<b>Tableau V.2.3</b> schéma de ferrailage dans les différents poteaux.....	89
<b>Tableau V.3.2.1</b> : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres Principales de chaque étage.....	91
<b>Tableau V.3.2.2</b> : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres Secondaires de chaque étage.....	91
<b>Tableau V.3.3.1</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	92
<b>Tableau V.3.3.2</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	93
<b>Tableau V.3.3.3</b> : vérification de l'état limite de déformation.....	93
<b>Tableau V.3.3.4</b> : Les moments résistants dans les poteaux.....	94
<b>Tableau V.3.3.5</b> : Les moments résistants dans les poutres principales.....	94
<b>Tableau V.3.3.6</b> : Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	95
<b>Tableau V.3.3.7</b> : Vérification de la zone nodale dans le sens principal.....	95
<b>Tableau V.3.3.8</b> : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	95
<b>Tableau V.4.3.1</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{X1}$ dans tous les niveaux.....	98
<b>Tableau V.4.3.2</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{X1}$ .....	99
<b>Tableau V.4.3.3</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{X2}$ dans tous les niveaux.....	99
<b>Tableau V.4.3.4</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{X2}$ .....	99
<b>Tableau V.4.3.5</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{X3}$ dans tous les niveaux.....	100
<b>Tableau V.4.3.6</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{X3}$ .....	100
<b>Tableau V.4.3.7</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{X4}$ dans tous les niveaux.....	100
<b>Tableau V.4.3.8</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{X4}$ .....	101
<b>Tableau V.4.3.9</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y1}$ dans tous les niveaux.....	101
<b>Tableau V.4.3.10</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{Y1}$ .....	101
<b>Tableau V.4.3.11</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y2}$ dans tous les niveaux.....	102
<b>Tableau V.4.3.12</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{Y2}$ .....	102
<b>Tableau V.4.3.13</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y3}$ dans tous les niveaux.....	102
<b>Tableau V.4.3.14</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{Y3}$ .....	103
<b>Tableau V.4.3.15</b> : Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y4}$ dans tous les niveaux.....	103
<b>Tableau V.4.3.16</b> : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile $V_{Y4}$ .....	103
<b>Tableau V.4.3.17</b> : Schéma ferrailage des poutres .....	104
<b>Tableau VI.2.1</b> : Dimensionnement de la poutre de libage on a un poteau de dimension....	109
<b>Tableau VI.2.2</b> : vérification de $\sigma_{sol}$ et Dimensionnement de nouveau B .....	110
<b>Tableau VI.2.3.1</b> : sollicitation de la poutre rigide.....	111
<b>Tableau VI.2.3.2</b> : ferrailage de la poutre rigide.....	112
<b>Tableau VI.2.3.3.1</b> : ferrailage de la poutre rigide (h=75cm).....	112
<b>Tableau VI.2.3.3.2</b> : vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	112

<b>Tableau VI.2.3.3.3</b> : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	113
<b>Tableau VI.4.1</b> : Sections d'armatures du voile périphérique.....	115
<b>Tableau VI.4.2</b> : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	116
<b>Tableau VI.4.3</b> : Sections d'armatures calculées à l'ELS.....	116
<b>Tableau VI.4.2</b> : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	116

$A; A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.  
 $A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone.  
 $B$  : Aire d'une section de béton.  
 $Br$  : Section réduite.  
 $B, b$  : La largeur (m).  
 $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
 $C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.  
 $ELS$  : Etat limite de service.  
 $ELU$  : Etat limite ultime.  
 $E$  : Module d'élasticité longitudinale.  
 $E_i$  : Module d'élasticité instantanée.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $e_v$  : Épaisseur du voile.  
 $F$  : Force ou action générale.  
 $F_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).  
 $F_{ji}$  : la flèche correspondant à j.  
 $F_{gi}$  : la flèche correspondant à g.  
 $F_{qi}$  : la flèche correspondant à q.  
 $F_{gv}$  : la flèche correspondant à v.  
 $\Delta ft$  : La flèche totale.  
 $\Delta ft_{adm}$  : La flèche admissible.  
 $G$  : Action permanente.  
 $H$  : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).  
 $ht$  : hauteur totale du plancher.  
 $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.  
 $he$  : hauteur libre d'étage.  
 $I$  : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).  
 $I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à j.  
 $I_{gi}$  : Moment d'inertie correspondant à g.  
 $I_{qi}$  : Moment d'inertie correspondant à q.  
 $I_{gv}$  : Moment d'inertie correspondant à v.  
 $Q$  : Charge variable.  
 $Q$  : Facteur de qualité.  
 $qu$  : charge ultime.  
 $qs$  : charge de service.  
 $M$  : Moment en général.  
 $Ma$  : Moment sur appui.  
 $Mu$  : Moment de calcul ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment de calcul de service.  
 $Mt$  : Moment en travée.  
 $M_0$  : moment isostatique.  
 $M_i$  : Moment à l'appui  $i$   
 $M_g$  et  $M_d$  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.  
 $M_j$  : Moment correspondant à j.  
 $M_g$  : Moment correspondant à g.

$M_q$  : Moment correspondant à  $q$ .  
 $N_s$  : Effort normal de service.  
 $N_u$  : Effort normal ultime.  
 $N$  : Effort normale du aux charges verticales.  
 $R$  : coefficient de comportement global.  
 $S$  : Section, surface.  
 $S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).  
 $St$  : Espacement des armatures.  
 $V$  : Effort tranchant.  
 $T_2$  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.  
 $W$  : poids propre de la structure.  
 $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.  
 $X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.  
 $b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure.  
 $d$  : Hauteur utile.  
 $e$  : Excentricité, épaisseur.  
 $F$  : Flèche.  
 $f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R  
 $f_e$  : Limite d'élasticité.  
 $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).  
 $f_{ctj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).  
 $ht$  : hauteur total du radier (m).  
 $hn$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  
 $\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.  
 $\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.  
 $\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  
 $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
 $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
 $q$  : chargement KN/ml.  
 $\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).  
 $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).  
 $\eta$  : Facteur d'amortissement.  
 $\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge  
 $\mu_L$  : Moment réduit limite.  
 $\mu_u$  : Moment ultime réduit.

# Introduction générale

## Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyen sismicité, comportant deux entresols, un RDC, un étage service et 8 étages, qui situe à oued Ghir wilaya du Bejaïa.

# Chapitre I

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de notre travail consiste en un bâtiment (R+9) à usage d'habitation classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA 99 addenda 2003. (**Art : 3.2 RPA 99**).

Cet ouvrage est implanté à Bejaia qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

### I.2 Caractéristique de la structure :

#### I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment en question est en forme rectangulaire.

- Longueur  $L_x = 32,2\text{m}$
- Largeur  $L_y = 22,5\text{m}$
- Hauteur totale  $H_t = 31,96\text{m}$
- Hauteur sous-sol 1  $H_{s1} = 3\text{m}$
- Hauteur sous-sol 2  $H_{s2} = 4,27\text{m}$
- Hauteur de RDC  $h_{rdc} = 4,08\text{m}$
- Hauteur d'étage courants  $h_{et} = 3,06\text{m}$
- Hauteur pose machine  $h_{pm} = 3,06\text{m}$

#### I.2.2 Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué des :
  - Eboulis de pente.
  - Argiles marneuses beiges à jaunâtres avec passage de blocs gréseux.
  - Marnes grises moyennement compacte.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\sigma = 1,7 \text{ bar}$
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=2m**

#### 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 agissantes 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 maçonneries** :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de brique creuses de 30cm séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

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

❖ **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **l'infrastructure**:

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels

#### I.2.4. Choix du contreventement :

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

### I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ DTR BC2.48 : règles parasismique algériennes RPA99 V2003

- ❖ DTR 2.41
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.1.

#### I.4. Etats limites : (BAEL91)

**I.4.1 : Définition :** Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

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

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

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

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

#### I.4.2 les hypothèses de calcul :

##### I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.1).

#### ➤ Règle des trois pivots

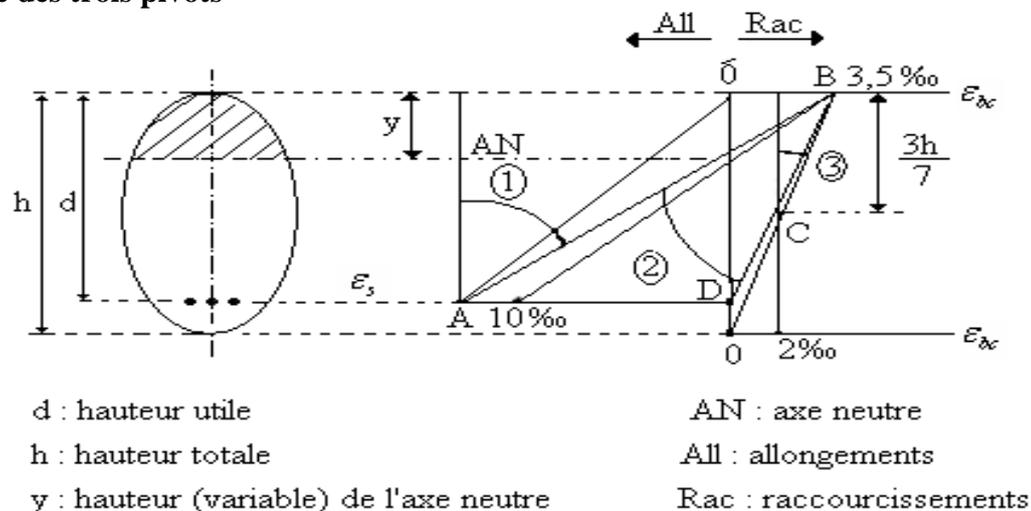


Figure I.1. Règle des trois pivots

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

##### I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

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

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

3-  $n = E_s/E_b = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier 15 s  
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé  
Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.5. Actions et sollicitations :

### I.5.1 les actions :

#### I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

#### I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

##### ➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

##### ➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps .elles comprennent :

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

##### ➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

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

#### I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

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

##### a. Combinaison d'action à l'ELU :

###### ✓ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.  
 $\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

###### ✓ Situations accidentelles :

$$1,35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$\Psi_{1i} =$

0,15 Si l'action d'accompagnement est la neige.

0,50 Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

0,20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

#### b. Combinaison d'action à l'E L S :

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

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q<sub>1</sub> : action variable de base.

Q<sub>i</sub> : action variable d'accompagnement.

#### c. Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables : ELU :  $1,35G + 1,5Q$   
ELS :  $G + Q$

- Situations accidentelles :  $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

**I.5.2. Les sollicitations :** Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

#### I.6. Caractéristique des matériaux :

##### I.6.1. Le béton :

**I.6.1.1. Définition:** Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

##### I.6.1.2. Composition du béton :

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 l de :

-Gravillons ( $5 < D_g < 15\text{mm}$ ).

-Gravier ( $15 < D_g < 25\text{mm}$ ).

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500Kg/m<sup>3</sup>.

##### I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton :

**a. Résistance caractéristique en compression  $f_{cj}$  :** Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur Conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

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

$$f_{cj} = J / (4,76 + 0,83j) f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = J / (1,4 + 0,95) f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

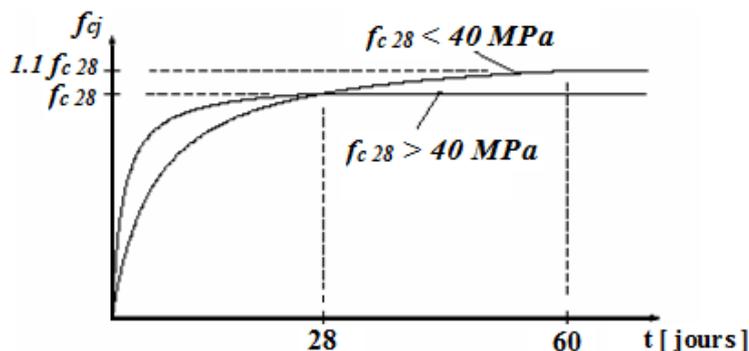


Fig. I.2 : Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction du béton Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

**b. Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

**c. Contrainte limite**

**c. 1. Etat limite ultime :**

✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L. U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

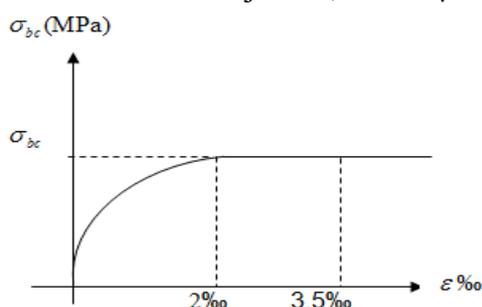


Fig. I.3.1 : Diagramme des contraintes du béton.

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa}$  fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa}$  fissuration préjudiciable.

**c .2. Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

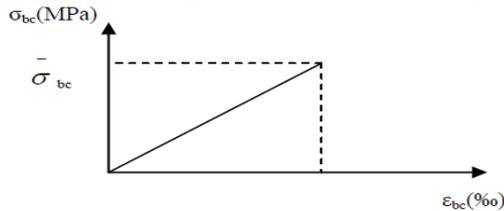


fig. I.3.2 : diagramme des contraintes limites du béton

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

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

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

**d. Déformation longitudinale du béton:**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = E / 2(v + 1)$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le Coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = \text{déformation limite transversale} / \text{déformation limite longitudinale}$

$\nu = (\Delta d / d_0) / (\Delta L / l_0) = \xi_t / \xi_l$

Avec :

$\xi_t$ : déformation limite transversale

$\xi_l$ : déformation limite longitudinale

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

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

### I.6.2.1 L'acier :

#### a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau

Caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

#### b. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisées :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

#### c. Contrainte limite :

##### ✓ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

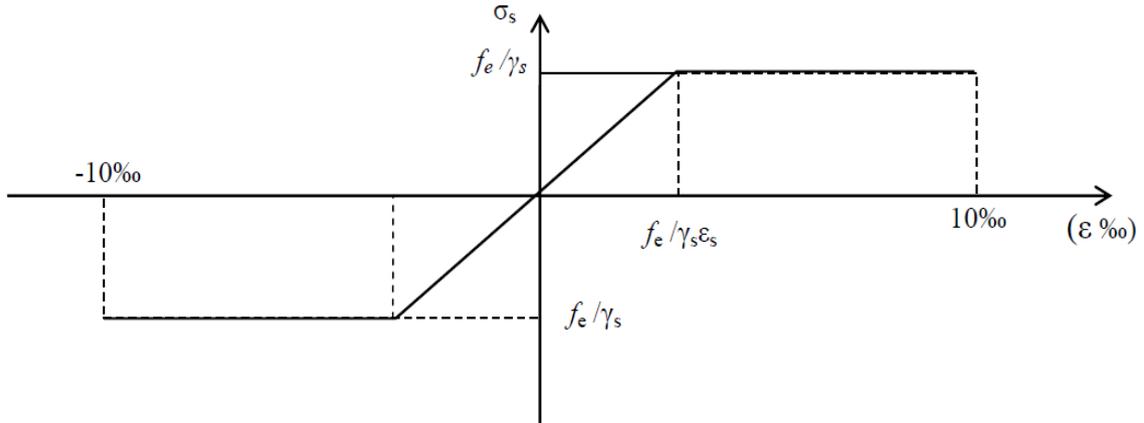


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500$  MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

• Nuances d'aciers utilisés :

- **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.
- **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- **Les treillis soudés** : on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.

I.6.2.2. Contrainte de calcul aux états limites : [2]

a) à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec :  $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$  ; et  $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour notre cas :  $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

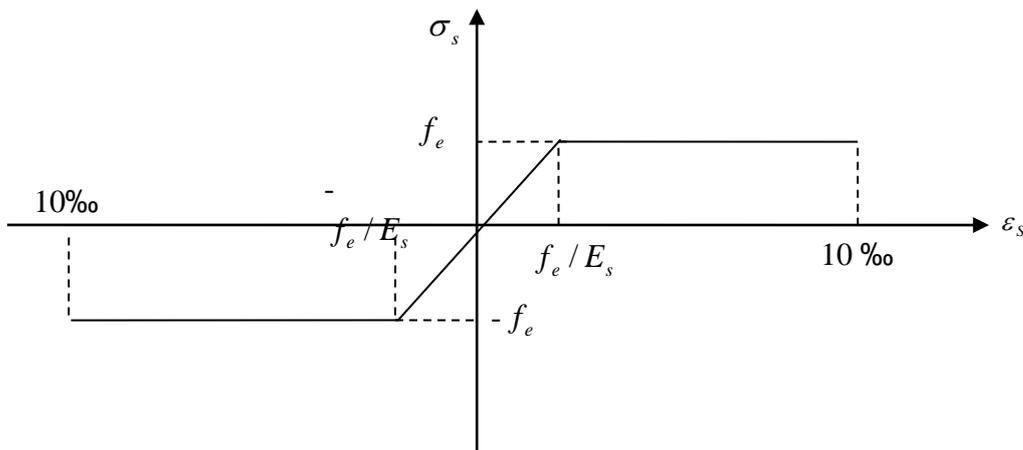


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation

**b) A L'Etat Limite de Service : [2]**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d'hors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration :  $\eta = 1$  pour l'acier R L  
 $\eta = 1.6$  pour l'acier H A

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 110 \times \eta\right)$$

**I.6.2.3 Protection des Armatures : [2]**

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, où encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

# Chapitre II

## II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

## II.2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

### II.2.1. Les planchers :

#### A définition

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- ✓ Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- ✓ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée tel que  $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

#### II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Le Pré dimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6. 8. 4. 2 CBA 93}).$$

Avec :

$h_t$  : =  $h + h_0$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression.

$h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux)

$L$  : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

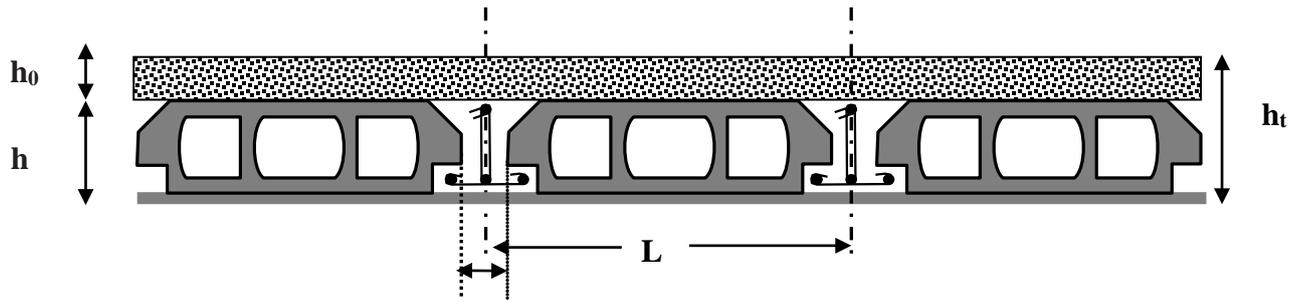


Figure. II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m  $\Rightarrow$

$$\begin{cases} L = 4.3 - 0.3 = 4\text{m} \\ h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77\text{cm} \end{cases}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm

Hauteur du corps creux :  $h = 16$  cm.

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4$  cm

### **B : pré dimensionnement des poutrelles**

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

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

$b$ : largeur de la table de compression

$b_0$ : largeur de la nervure

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

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

$h_0$ : épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$ : hauteur totale de la poutrelle.

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

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

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

$L_x = 65 - 10 = 55$  cm

$L_y = 430 - 30 = 400\text{cm}$

$b_1 \leq \min(55/2 ; 400/10)$

**CBA93 (article A.4.1.3)**

$b_1 = 27.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$  cm

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

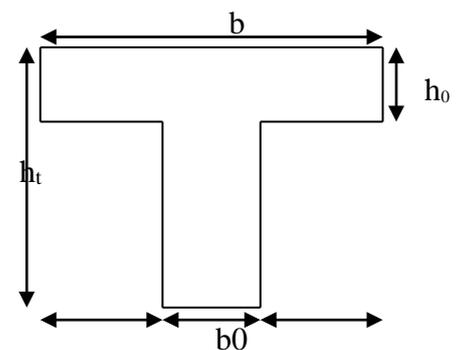


Figure. II.2.1 : Schéma d'une poutrelle

**a. Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

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

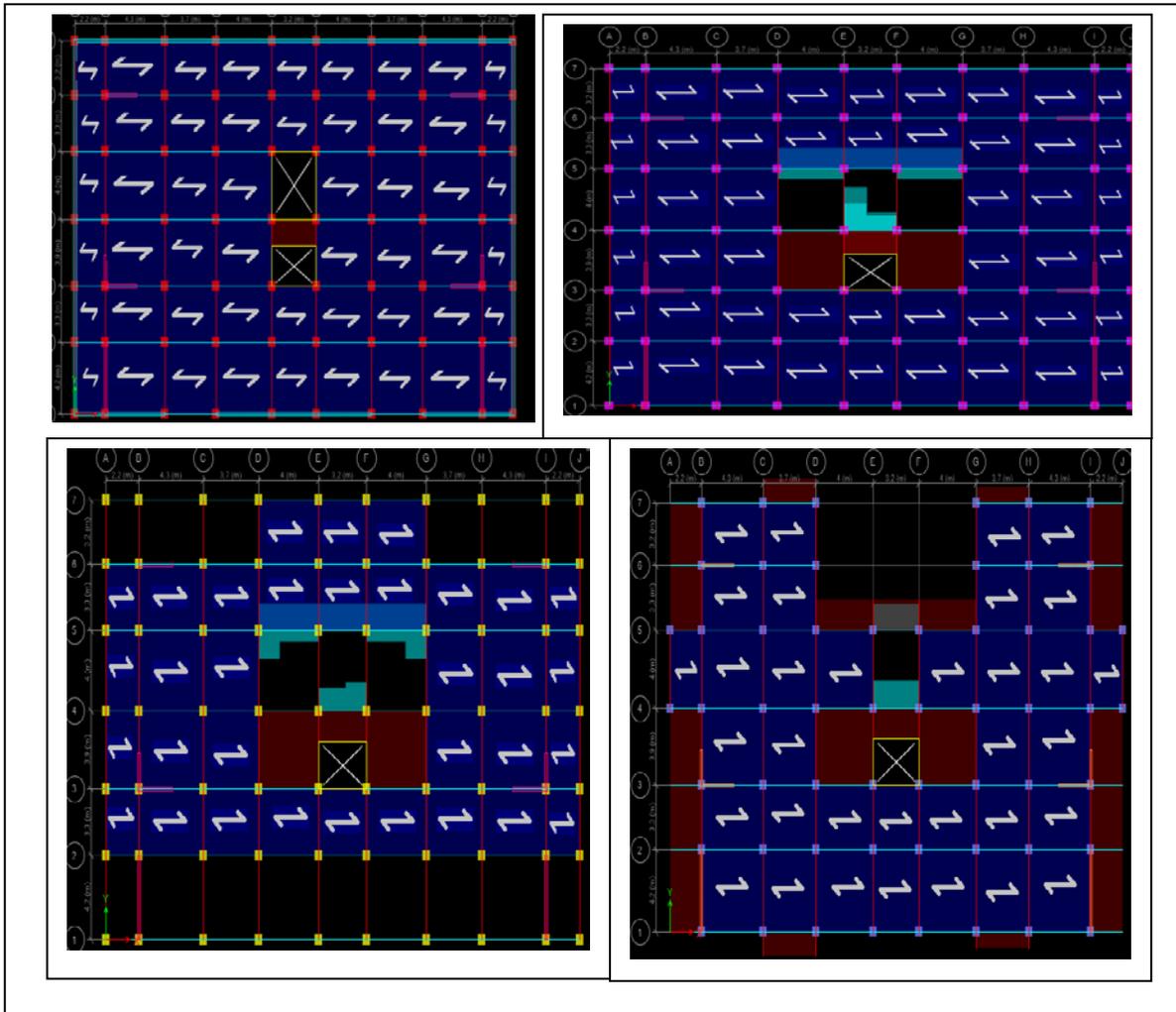


Figure. II.2.2 : Schéma de la disposition des poutrelles sur différents niveaux.

**II.2.1.2. Les dalles plaines :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur  $e$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

**1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

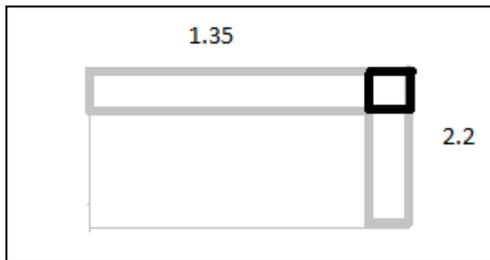
2. COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

3. ISOLATION PHONIQUE :

- $e \geq 13\text{ cm}$

**Panneau sur 02 appuis :**



FigureII.3 : panneau sur 02 appuis

$$\frac{135}{35} \leq e \leq \frac{135}{30} \Rightarrow 3,85\text{cm} \leq e \leq 4,5\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

On prend :  $e = 14\text{ cm}$

**Panneau sur 0 3 appuis :**

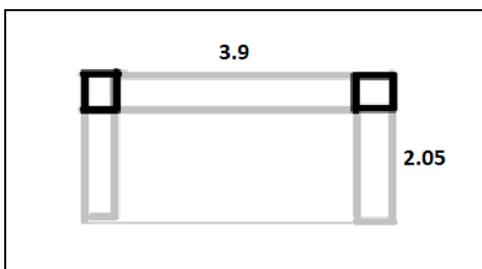


Figure. II.4 Dalle sur 03 appuis

$$\frac{205}{50} \leq e \leq \frac{205}{40} \Rightarrow 4,1\text{cm} \leq e \leq 5,25\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

On prend :  $e = 13\text{ cm}$

**Panneau sur 0 4 appuis avec ouverture :**

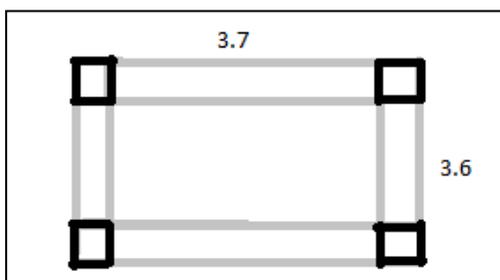


Figure. II.5. Dalle sur 04 appuis

$$\frac{360}{50} \leq e \leq \frac{360}{40} \Rightarrow 8\text{cm} \leq e \leq 9\text{cm}$$

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

isolation phonique

$e \geq 13\text{ cm}$  : qui est le plus défavorable

On prend :  $e = 13\text{ cm}$

## II.2.2. Les escaliers :

### II.2.2.1. Terminologie :

- La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contremarche est la partie verticale, contre la marche.
- L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.
- Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La paillasse supporte les marches.
- Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

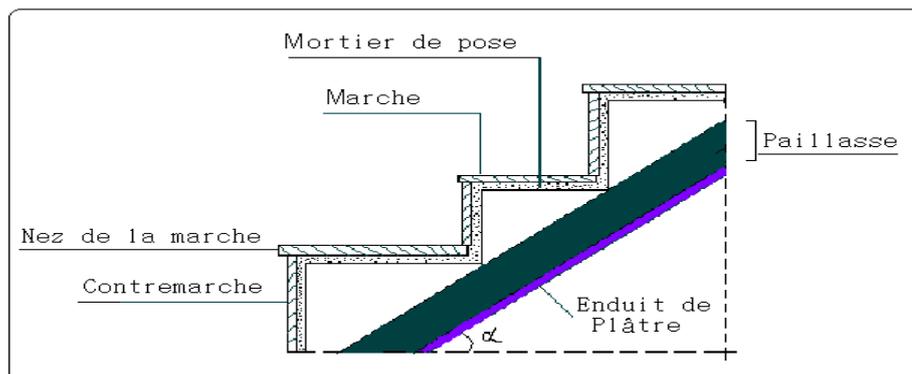


Figure II.6 : Coupe verticale de l'escalier.

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65\text{cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

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

Avec :

$n$  : est le nombre de marches sur la volée.

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

$n - 1$  : Nombre de marche.

$L$  : longueur de la volée.

II.2.2.2. Différents types d'escaliers :

A.1) Sous sol

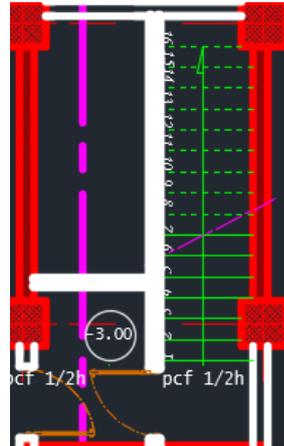


Figure. II.7. L'escalier du sous-sol est en bois

Commentaire : l'escalier du sous-sol est en bois

A.2 escalier RDC

A.1.1) volée 1 :

-Hauteur de la contre marche

$$H_{cm} = 0.85/n$$

Avec n : le nombre de contre marche

$$n = 5$$

$$H_{cm} = 0.85/5$$

$$H_{cm} = 17\text{cm}$$

-le giron

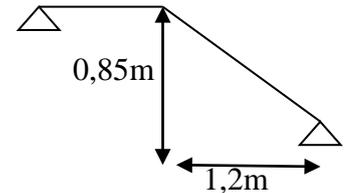


Figure II.8 : schéma statique volée 1.

$$G_0 = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$$

A.1.2) Volée 2

-Hauteur de la contre marche

$$H_{cm} = \frac{1.87}{n}$$

Avec n : le nombre de contre marche ; n=11

$$H_{cm} = 17\text{cm}$$

-Le giron

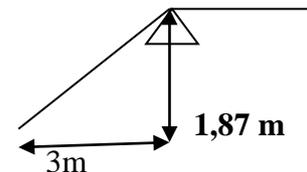


Figure II.9 : schéma statique volée 2

$$G_0 = \frac{300}{n-1} = 30\text{cm}$$

A.1.3) Volée 3

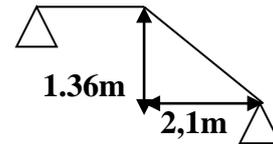


Figure II.10 : schéma statique volée 2

-Hauteur de la contre marche

$$H_{cm} = \frac{1,36}{n}$$

Avec n : le nombre de contre marche ; n=8

$$H_{cm} = 17\text{cm}$$

-Le giron

$$G_0 = \frac{210}{n-1} = 30\text{cm}$$

Remarque :

Pour l'étage de service

$$H = 17\text{ cm}$$

$$g = 30\text{cl}$$

**A. 3) Etage courant :**

**A.3.1) Volee1 :**

Hauteur de la contre marche H

$$H_{cm} = \frac{1,53}{n}$$

$$n = 9$$

$$H = 17\text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.637$$

$$\alpha = 32.51^\circ$$

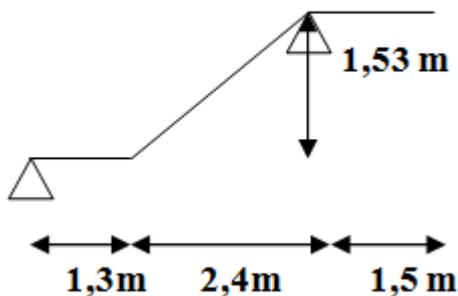


Figure II.11 : schéma statique volée 1

**Le giron**

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

**Epaisseur de la paille :**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$ : longueur du palier du départ.

$L'_p$ : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.50 = 434.62 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{434.62}{30} \leq e \leq \frac{434.62}{20} \Rightarrow 14.48 \text{ cm} \leq e \leq 21.73 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 2.40 \text{ m}$  ;  $H = 1.53 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.40)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17 \text{ cm}$ .

L'épaisseur de la paillasse est  $e = 15 \text{ cm}$ .

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

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

**II.3.1. Les voiles :**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$  pour les voiles simples, et  $h_e$  : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15 \text{ cm}$
- Pour étage courant  $h_e = 2.71 \text{ m}$
- Pour R.D.C.  $h_e = 3.73 \text{ m}$
- Pour étage de service  $h_e = 3.05 \text{ m}$
- Pour sous-sol 1  $h_e = 2.65 \text{ m}$
- Pour sous-sol 2  $h_e = 3.92 \text{ m}$

D'où :

$$e \geq \frac{2.71}{20} = 12.55 \text{ cm. pour EC}$$

$$e \geq \frac{2.86}{20} = 18.65 \text{ cm. pour (RDC)}$$

$$e \geq \frac{3.05}{20} = 15.25 \text{ cm. (pour étage de service)}$$

$$e \geq \frac{2.65}{20} = 13.25 \text{ cm. pour (ss1)}$$

$$e \geq \frac{3.92}{20} = 19.6 \text{ cm. pour (ss2)}$$

Soit :  $e = 15 \text{ cm}$  pour les étage courant

Et :  $e = 20 \text{ cm}$  pour le RDC. De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e. \quad \text{D'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur  $\geq 80\text{cm}$ .

### II.3.2. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

#### II.3.2.1. Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

Avec :

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

$L_{\max} = 3.9\text{m}$

$$\frac{390}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{cm} \leq h_{pp} \leq 39\text{cm}$$

Soit :  **$h = 35\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$ .**

❖ Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$  Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.166 \leq 4$  Condition vérifiée

#### II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens  $L_{\max} = 400\text{m}$  donc on adopte les mêmes dimensions que les poutres principales soit :  **$h = 35\text{cm}$   $b = 30\text{cm}$**

### II.3.3. Les poteaux :

II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

**Terrasses inaccessibles (16+4) :**

Tableau II-1 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	<b>G = 6.43 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Plancher Etage courant (16+4) :**

Tableau II-2 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
<b>Total charges permanentes</b>		<b>G = 5.33 kn/m<sup>2</sup></b>
<b>Total charges Exploitations</b>		<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>

**Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :**

Tableau II-3 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	20.4
<b>Total charges permanentes</b>		<b>G = 2.80 kn/m<sup>2</sup></b>

**Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible :**

Tableau II-4 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Plancher dalle pleine	0.13	3,25
Forme de pente	0.1	2.2
Enduit de ciment	0.02	0.4
<b>Total charges permanentes</b>		<b>G = 6.97 kn/m<sup>2</sup></b>
<b>Total charges Exploitations</b>		<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>

**Panneau dalle pleine (étage courant) :**

Tableau II- 5 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3,25
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Total charges permanentes	<b>G = 4.78 kn/m<sup>2</sup></b>
Total charges Exploitations	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>

**L'escalier**

Tableau II -6 : tableau dévaluations des charges d'une volée

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/cos α	25	4.44
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				<b>Σ = 7,93</b>

**Palier**

Tableau II-7 tableau dévaluation de charge de palier

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	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	0.15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				<b>Σ = 5.36</b>

**Acrotère :**

Tableau II-8 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère

H <sub>hauteur</sub> (cm)	E <sub>epaisseur</sub> (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
60	10	0.7	1.85	<b>1.0</b>	<b>2.55</b>

**II.3.3.2. Descente de charge :**

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

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

- Sous-sols 1,2 :  $(b,h) = (40,45) \text{ cm}^2$ .
- Rdc + étage de service :  $(b,h) = (40, 40) \text{ cm}^2$ .
- 1<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup> étage :  $(b,h) = (35,40) \text{ cm}^2$ .
- 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$ .
- 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (30,35) \text{ cm}^2$ .
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (30,30) \text{ cm}^2$ .
- Chambre d' ascenseur :  $(b,h) = (25,25) \text{ cm}^2$

❖ La loi de dégression des charges d'exploitation :

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

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

$Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

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

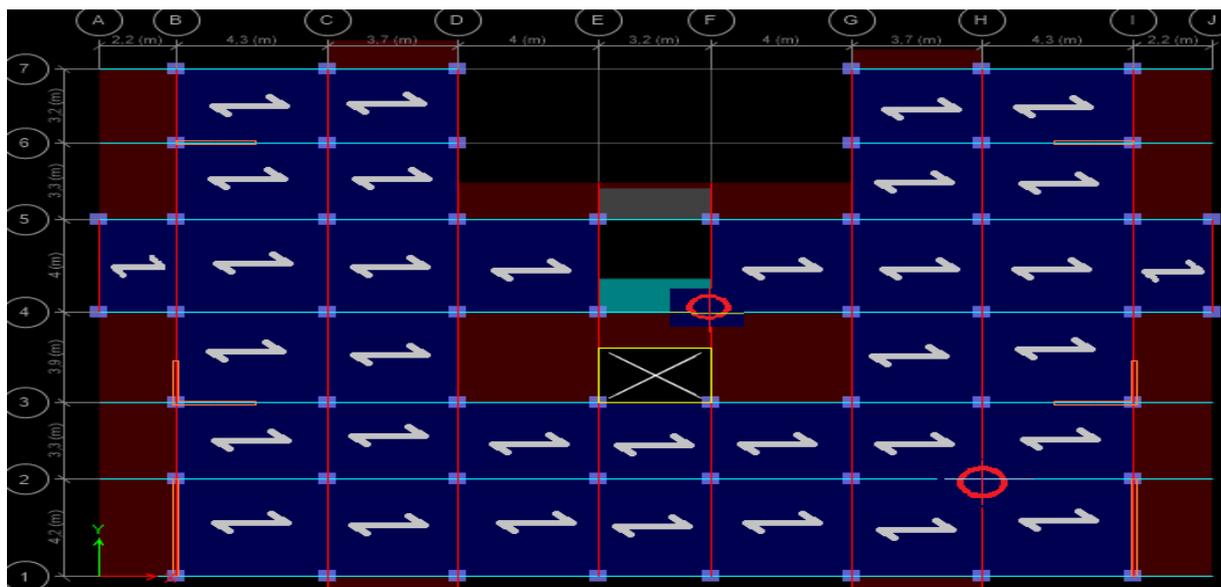


Figure. II.12. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

A) Poteau « P1 » :

❖ Surfaces afférentes pour le poteau P1 :

1) Chambre d'ascenseur :

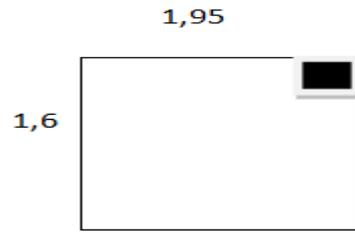


Figure. II.13. Surfaces afférentes ch. d'ascenseur

$$S = (1,6 * 1,95) = 3,12 \text{m}^2$$

2) 8<sup>ème</sup> étage terrasse inaccessible :

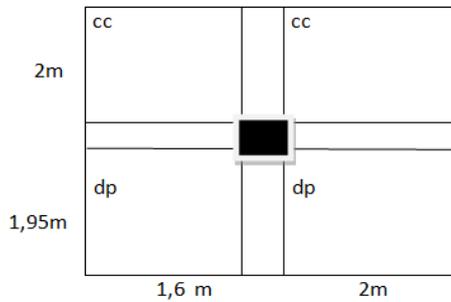


Figure. II.14 surfaces afférentes TI

$$S_{dp} = (1,95 * 1,6) + (2 * 1,95) = 7,02 \text{m}^2$$

$$S_{cc} = (2 * 1,6) + (2 * 2) = 7,2 \text{m}^2$$

3) 7<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup>, 1<sup>er</sup> étages :

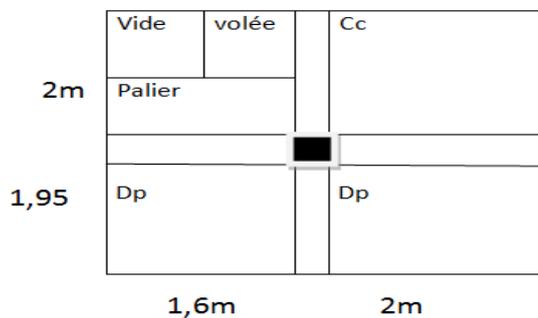


Figure. II.15 surfaces afférentes étages 1 jusque 7<sup>ème</sup> étages

$$S_{dp} = (1,95 * 1,6) + (2 * 1,95) = 7,02 \text{m}^2$$

$$S_{cc} = (2 * 2) = 4 \text{m}^2$$

$$S_{volée} = (1.25*0,7)=0.875m^2$$

$$S_{palier} = (1.3*1,6)=2.08m^2$$

**4) Etage de service :**

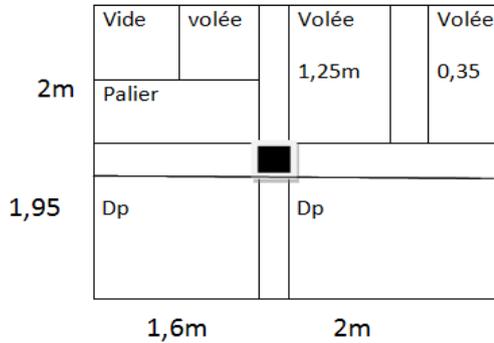


Figure. II.16 surfaces afférentes Etage de service

$$S_{dp} = (1.95*1,6) + (2*1.95) = 7,02m^2$$

$$S_{volée} = (1.25*0,7) + (1.25*2) + (0,35*2) = 4,075m^2$$

$$S_{palier} = (1.3*1,6) = 2.08m$$

**5) Rdc :**

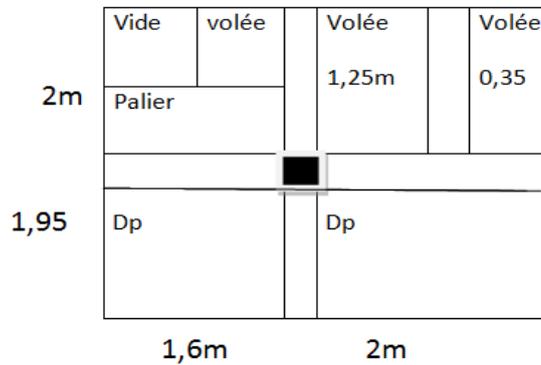


Figure. II.17 surfaces afférentes Rdc

$$S_{dp} = (1.95*1,6) + (2*1.95) = 7,02m^2$$

$$S_{volée} = (1.25*1,3) + (1.25*2) + (0,35*2) = 4,825m^2$$

$$S_{palier} = (0,7*1,6) = 1,12m$$

6) Sous-sol 1 :

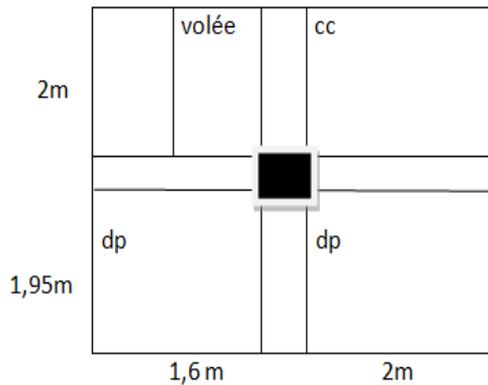


Figure. II.18 surfaces afférentes sous-sol 1

$$S_{dp} = (1.95 \times 1.6) + (2 \times 1.95) = 7.02 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = (2 \times 2) = 4 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = (2 \times 1.25) = 2.5 \text{ m}^2$$

7) Sous-sol 2

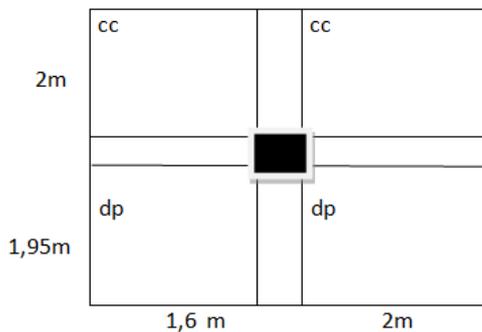


Figure. II.19 surfaces afférentes sous-sol 2

$$S_{dp} = (1.95 \times 1.6) + (2 \times 1.95) = 7.02 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = (2 \times 1.6) + (2 \times 2) = 7.2 \text{ m}^2$$

❖ La loi de dégression :

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

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

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

Tableau II.9. La loi de dégression pour le poteau P 1 :

$Q_i$	Q (KN)
$Q_0$	6.13
$Q_1$	23.86
$Q_2$	45.68
$Q_3$	65.125
$Q_4$	82.171
$Q_5$	96.826
$Q_6$	109.09
$Q_7$	121.26
$Q_8$	133.38
$Q_9$	146.80
$Q_{10}$	162.53
$Q_{11}$	180.76
$Q_{12}$	200

• **Evaluation des charges « G » pour le poteau P1 :**

Tableau II.10. Evaluation des charges « G » :

$G_i$	désignation	Section (m <sup>2</sup> )	G total (KN)
$G_0$	L'acrotère	/	6.1
	Dalle ch. d'ascenseur	3.12	21.74
	Poids de poteau	0.25*0.25	4.78

	<b>total</b>	/	<b>32.62</b>
<b>G<sub>1</sub></b>	Venant de G <sub>0</sub>	/	32.62
	Poids du plancher cc	7,2	46.29
	Poids de plancher dp	7,02	48.92
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.76
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.88
	<b>Total</b>	/	<b>153.47</b>
<b>G<sub>2</sub></b>	Venant de G <sub>1</sub>	/	153.47
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.88
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>251.54</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	/	251.54
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.30*0.35	8.03
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>350.78</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	/	350.78
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.30*0.35	8.03
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94

	<b>Total</b>	/	<b>450.02</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	/	450.02
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.37
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>550.06</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	/	550.06.34
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.37
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>651.18</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	/	651.18
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>753.1</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	/	753.1
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	0.875	6.94
	<b>Total</b>	/	<b>855.02</b>

<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	/	855.02
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.40*0.40	13.6
	Poids de palier	2.08	10.62
	Poids de la volée	4.075	32.31
	<b>Total</b>		<b>963.88</b>
<b>G<sub>10</sub></b>	Venant de G <sub>9</sub>	/	963.88
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.40*0.40	13.6
	Poids de palier	1.12	5.72
	Poids de la volée	4.825	38.25
	<b>Total</b>		<b>1073.78</b>
<b>G<sub>11</sub></b>	Venant de G <sub>10</sub>	/	1073.78
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.40*0.45	13.5
	Poids de la volée	2.5	19.82
	<b>Total</b>		<b>1180.75</b>
<b>G<sub>12</sub></b>	Venant de G <sub>11</sub>	/	1180.75
	Poids du plancher cc	4	21.32
	Poids du plancher dp	7.02	33.55
	Poids des poutres	0.30*0.35	18.78
	Poids de poteau	0.40*0.45	19.20
	<b>Total</b>	/	<b>1273.6</b>

**B) Poteau « P2 » :**

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base  $G=1273.6.38\text{KN}$

$Q=200\text{KN}$

Donc  $N_u=2019.36\text{KN}$

Les calculs montrent que le poteau « P1 » est le plus sollicité.

- **Calcul de l'effort normal ultime  $N_u$  :**  $N_u$  est calculé comme suit :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II.11. L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	$N_u$ (KN)
$N_1$	32.62	6.13	<b>53.32</b>
$N_2$	153.47	23.86	<b>242.97</b>
$N_3$	251.54	45.68	<b>408.08</b>
$N_4$	350.78	65.125	<b>571.24</b>
$N_5$	450.02	82.711	<b>731.593</b>
$N_6$	550.069	96.862	<b>887.88</b>
$N_7$	651.18	109.09	<b>1042.72</b>
$N_8$	753.1	121.26	<b>1198.575</b>
$N_9$	855.02	133.38	<b>1354.34</b>
$N_{10}$	963.88	146.80	<b>1521.43</b>
$N_{11}$	1073.78	162.53	<b>1693.39</b>
$N_{12}$	1180.75	180.76	<b>1865.15</b>
$N_{13}$	1273.6	200	<b>2019.36</b>

**II.3.3.3. Vérifications :**

- **L'effort normal ultime :**

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 15%, tel que :

$$N_u = 1.15 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$$

$$N_u = 1.15 * (1.35 * 1273.6 + 1.5 * 200)$$

$$N_u = \mathbf{2322.26 \text{ KN}}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.163 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.40 \times 0.45 = 0.18 \text{ m}^2$   $B = 0.18 \geq 0.163 \text{ m}^2$ . ..... Condition vérifiée.

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

Tableau II.12 Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N <sub>U</sub> (MN)	B cal(m <sup>2</sup> )	B adopte	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Ch. ascenseur	61.8216×10 <sup>-3</sup>	0.0043	0.06	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	279.42×10 <sup>-3</sup>	0.0196	0.09	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	464.69×10 <sup>-3</sup>	0.032	0.09	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	656.926×10 <sup>-3</sup>	0.046	0.105	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	841.331×10 <sup>-3</sup>	0.059	0.105	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1021.06×10 <sup>-3</sup>	0.071	0.1225	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1199.128×10 <sup>-3</sup>	0.084	0.1255	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1378.36×10 <sup>-3</sup>	0.097	0.14	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1557.49×10 <sup>-3</sup>	0.109	0.14	Vérifiée
Etage de service	1749.64×10 <sup>-3</sup>	0.123	0.16	Vérifiée
RDC	1947.98×10 <sup>-3</sup>	0.134	0.16	Vérifiée
Sous sol 1	2144.92×10 <sup>-3</sup>	0.151	0.18	Vérifiée
Sous sol 2	2322.264×10 <sup>-3</sup>	0.163	0.18	Vérifiée

• **Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élancement.

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

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

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

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

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

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

$$\text{On prend } As = 1\% \times Br.$$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$B_r = (a-5) \times (b-5)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r\text{ cal}}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.13. Vérification au flambement :

Niveaux	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>r</sub> (m)	I(m)	i(m)	λ	α	B <sub>adop</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> [mN]	B <sub>r cal</sub> [m <sup>2</sup> ]	B <sub>r adop</sub> [m <sup>2</sup> ]
Ch. Ascenseur	2,71	1,897	0.32	0,071	12,68	0,76	0,06	61.821×10 <sup>-3</sup>	0,0036	0,0529
8 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	0.675	0,086	12,68	0,79	0,09	279.42×10 <sup>-3</sup>	0,016	0,0784
7 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	0.675	0,086	12,68	0,79	0,09	464.69×10 <sup>-3</sup>	0,026	0,0784
6 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.07	0,1	11,56	0,8	0,105	656.92×10 <sup>-3</sup>	0,037	0,0942
5 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.07	0,1	11,56	0,8	0,105	841.33×10 <sup>-3</sup>	0,047	0,0942
4 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.25	0,101	11,56	0,803	0,1225	1021.06×10 <sup>-3</sup>	0,057	0,1089
3 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.25	0,101	10,56	0,803	0,1225	1199.12×10 <sup>-3</sup>	0,067	0,1089
2 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.86	0,115	10,56	0,81	0,14	1378.36×10 <sup>-3</sup>	0,077	0,1254
1 <sup>ère</sup> étage	2,71	1,897	1.86	0,115	10,56	0,81	0,14	1557.49×10 <sup>-3</sup>	0,087	0,1254
E service	3.05	2.135	2.13	0.1153		0.804	0.16	1749.64×10 <sup>-3</sup>	0.0989	0.1444
RDC	3.73	2.611	2.13	0.1153	17,03	0,804	0,16	1947.98×10 <sup>-3</sup>	0,110	0,1444
Sous-sol 1	2,65	1,855	3.03	0,129	9,17	0,812	0,18	2144.92×10 <sup>-3</sup>	0,12	0,1634
Sous-sol 2	3.92	2.744	3.03	0,129	8,49	0,812	0,18	2322.2×10 <sup>-3</sup>	0,129	0,1634

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

• **Condition de RPA 99 :**

1.  $Min(b, h) \geq 25cm$  ..... vérifié.
2.  $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$  ..... vérifier.
3.  $0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifier.

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux P2

**Surface afférente :**

**Pour tous les étages :**

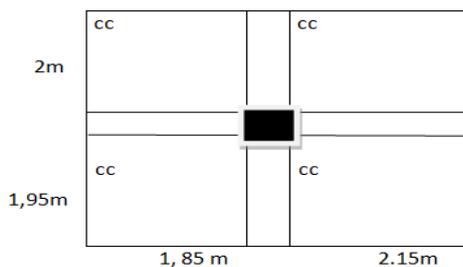


Figure. II.20 surfaces afférentes tous les Etage

$$S_{cc}=(1.85*2) +(2*2.15) +(1.95*1.85) +(1.95*2.15) =15.8m^2$$

Tableau II.14. La loi de dégression pour le poteau le P1 :

$Q_i$	Q (KN)
$Q_0$	15.8
$Q_1$	39.5
$Q_2$	60.83
$Q_3$	79.79
$Q_4$	96.38
$Q_5$	110.6
$Q_6$	122.45
$Q_7$	134.4
$Q_8$	146.15
$Q_9$	158.53
$Q_{10}$	190.53
$Q_{11}$	211.86

- **Evaluation des charges « G » pour le poteau P2 :**

Tableau II.15. Evaluation des charges « G » :

$G_i$	Désignation	Section (m <sup>2</sup> )	G total (KN)
$G_0$	Plancher cc TI	15.8	101.594
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.88
	<b>Total</b>		<b>129.34</b>
$G_1$	G0	/	129.34
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.30*0.30	6.88
	<b>Total</b>	/	<b>239.49</b>
$G_2$	G1	/	239.49
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.30*0.35	8.03
	<b>Total</b>	/	<b>349.64</b>

<b>G<sub>3</sub></b>	G2	/	349.64
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.30*0.35	8.03
	<b>Total</b>	/	<b>459.79</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	G3	/	459.79
	Plancher cc TI	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.37
	<b>Total</b>	/	<b>572.43</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	G4	/	572.43
	Plancher cc TI	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.35*0.35	9.37
	<b>Total</b>	/	<b>685.07</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	G5	/	685.07
	Plancher cc TI	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	<b>Total</b>	/	<b>799.05</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	G6	/	799.05
	Plancher cc TI	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	<b>Total</b>	/	<b>913.03</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	G7	/	913.03
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86

	Poids de poteau	0.40*0.40	13.6
	<b>Total</b>	/	<b>1029.9</b>
<b>G<sub>9</sub></b>	G8	/	1029.9
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.40*0.40	16.32
	<b>Total</b>		<b>1149.49</b>
<b>G<sub>10</sub></b>	G9	/	1149.49
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.40*0.45	13.5
	<b>Total</b>		<b>1266.26</b>
<b>G<sub>11</sub></b>	G10	/	1266.26
	Plancher cc	15.8	82.41
	Poids des poutres	0.30*0.35	20.86
	Poids de poteau	0.40*0.45	19.21
	<b>Total</b>		<b>1388.74</b>

### II.3.3.3. Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 15%, tel que :

$$N_u = 1.15*(1.35*G + 1.5*Q)$$

$$N_u = 1.15*(1.35*1388.74 + 1.5*211.86)$$

$$N_u = 2521.48 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime  $N_u$  :**  $N_u$  est calculé comme suit :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II.16 L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	$N_u$ (KN)
<b>N<sub>1</sub></b>	129.34	15.8	<b>198.30</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	239.49	39.5	<b>382.15</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	349.64	60.83	<b>563.26</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	459.79	79.79	<b>765.28</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	572.43	96.38	<b>917.35</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	685.07	110.6	<b>1090.74</b>

<b>N<sub>7</sub></b>	799.05	122.45	<b>1262.39</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	913.03	134.3	<b>1434.04</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	1029.9	146.15	<b>1609.59</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	1149.48	158.53	<b>1789.59</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	1266.26	190.39	<b>1995.04</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	1388.74	211.86	<b>2192.59</b>

Tableau II.17. Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N <sub>U</sub> (KN)	B cal(m <sup>2</sup> )	B adopte	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>228.05</b>	0.016	0.09	<b>Vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>439.47</b>	0.03	0.09	<b>Vérifiée</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>647.75</b>	0.045	0.105	<b>Vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>880.07</b>	0.061	0.105	<b>Vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1054.95</b>	0.074	0.1225	<b>Vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1254.35</b>	0.088	0.1255	<b>Vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1451.75</b>	0.102	0.14	<b>Vérifiée</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>1649.15</b>	0.116	0.14	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage de service</b>	<b>1851.03</b>	0.130	0.16	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	<b>2058.03</b>	0.144	0.16	<b>Vérifiée</b>
<b>Sous-sol 1</b>	<b>2294.3</b>	0.161	0.18	<b>Vérifiée</b>
<b>Sous-sol 2</b>	<b>2521.48</b>	0.177	0.18	<b>Vérifiée</b>

Tableau II.18 Vérification au flambement :

Niveaux	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I(m <sup>4</sup> )	i(m)	$\lambda$	$\alpha$	B <sub>adop</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> '[KN]	B <sub>r cal</sub> [m <sup>2</sup> ]	B <sub>r adop</sub> [m <sup>2</sup> ]
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	2,71	1,897	0.675	0,086	12,68	0,79	0,09	<b>228.05</b>	0,013	0,0784
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	2,71	1,897	0.675	0,086	12,68	0,79	0,09	<b>439.47</b>	0,025	0,0784
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	2,71	1,897	1.07	0,1	11,56	0,8	0,105	<b>647.75</b>	0,036	0,0942
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	2,71	1,897	1.07	0,1	11,56	0,8	0,105	<b>880.07</b>	0,05	0,0942
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	2,71	1,897	1.25	0,101	11,56	0,803	0,1225	<b>1054.95</b>	0,059	0,1089

étage										
3 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.25	0,101	10,56	0,803	0,1225	<b>1254.35</b>	0,071	0,1089
2 <sup>ème</sup> étage	2,71	1,897	1.86	0,115	10,56	0,81	0,14	<b>1451.75</b>	0,081	0,1254
1 <sup>ère</sup> étage	2,71	1,897	1.86	0,115	10,56	0,81	0,14	<b>1649.15</b>	0,092	0,1254
E service	3.05	2.135	2.13	0.1153	18.16	0.804	0.16	<b>1851.03</b>	0.104	0.1444
RDC	3.73	2.611	2.13	0,1153	17,03	0,804	0,16	<b>2058.03</b>	0,116	0,1444
Sous-sol 1	2,65	1,855	3.03	0,129	9,17	0,812	0,18	<b>2294.3</b>	0,128	0,1634
Sous-sol 2	3.92	2.744	3.03	0,129	8,49	0,812	0, 18	<b>2521.48</b>	0,141	0,1634

• **Condition de RPA 99 :**

4.  $Min(b, h) \geq 25cm$  ..... vérifié.

5.  $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$  ..... vérifier.

$0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifier

**II.4. Conclusion :**

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

- Poutres principales et secondaires ..... (30,35) cm<sup>2</sup>.
- Sous- sol 1,2 .....poteaux (40,45) cm<sup>2</sup>.
- RDC , étage de service .....poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage .....poteaux (35,40) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage.....poteaux (35,35) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage..... poteaux (30,35) cm<sup>2</sup>.
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> ..... poteaux (30,30) cm<sup>2</sup>.
- Ch. Ascenseur ..... poteaux (30,30) cm<sup>2</sup>.

# Chapitre III

### III.1. INTRODUCTION

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

### III.2. ETUDE DES PLANCHERS

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

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

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

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

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### a. Pré dimensionnement

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

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

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

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

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

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

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ .
- Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.  
avec  $l_i, l_{i+1}$  : longueur entre nu d'appui de deux portées successive.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

##### a. Principe de la méthode forfaitaire

##### ➤ Les moments fléchissant

✓ En travée

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

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

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

$P$  : La charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

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

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée.

✓ **En appuis**

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

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

**Remarques**

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

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

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

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

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

$V_0$  : L'effort tranchant isostatique

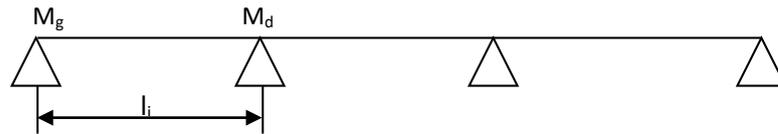


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

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

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

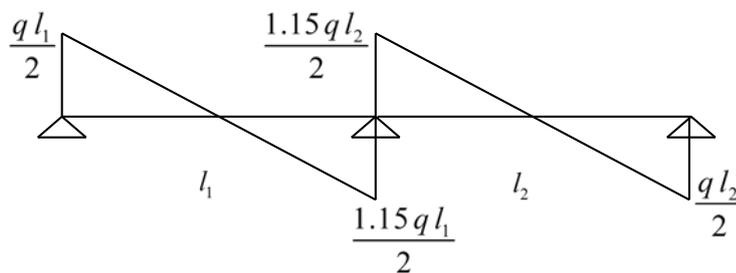


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

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

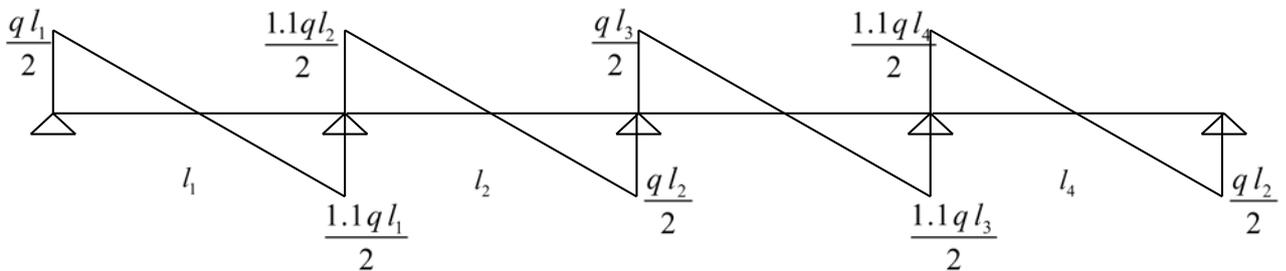


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

### III.2.1.3. Méthode de Caquot

#### a. Conditions d'application

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

#### b. Principe de la méthode

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

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

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

➤ Evaluation des moments

✓ En appuis

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

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

$l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite.

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

✓ En travée

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

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x)$$

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

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

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

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

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

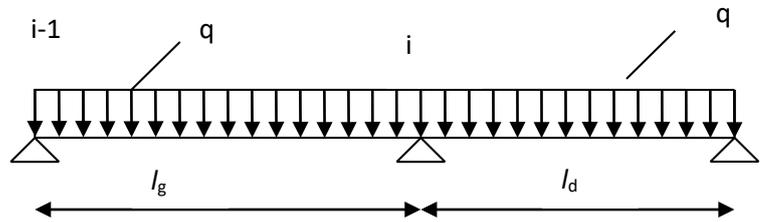


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

III.2.1.4 Différents types de poutrelles

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

Types	Schéma statique
1 <sup>ere</sup> Type	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> Type	
4 <sup>eme</sup> type	
5 <sup>eme</sup> type	

Remarques

- Dans le plancher terrasse on trouve les types suivants (1,2,3,4 et 5)
- Dans le plancher des étages courants on trouve les types suivants (1,2,3,4 et 5)
- Dans le plancher d'entre sol on trouve les types suivants (2,3 et 4)

a. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

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

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

Exemple de calcul :

Type3 :

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6,43, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $I = \text{constant}$  .....vérifiée.

- $L_i / l_{i+1} = 3.7/4.3 = 0.86$  compris entre 0.8 et 1.25 .....vérifiée.
- F.P.N .....vérifiée.

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

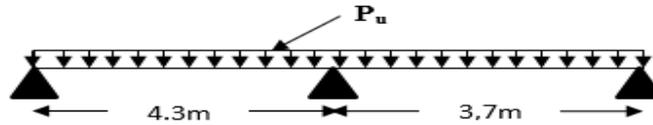


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

**b. calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$$p_u = 6.62 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.83 \text{ KN/m}^2$$

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

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

• **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique max :

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

$$M_0 = 15,29 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = 11,62 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = -0,15 M_0 = 2,29$$

$$M_B = -0,6 M_0 = 9,18$$

• **Les moments en travées :**

Les moments en travée sont calculés en respectant les conditions suivantes :

$$M_{t_i} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 * \alpha] * M_{oi} - 0.5 * (M_g + M_d) \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{t_i} \geq 0.5 * (1 + 0.3 * \alpha) * M_{oi} \rightarrow \text{Pour les travées intermédiaires} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{t_i} \geq 0.5 * [1.2 + 0.3 * \alpha] * M_{oi} \rightarrow \text{Pour les travées de rive} \dots\dots\dots(3)$$

Avec  $\alpha$  : est un coefficient pris dans les calculs tel que :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0,134, \quad M_g \text{ et } M_d : \text{moment en appuis respectivement à gauche et à droite d'une travée considérée.}$$

$M_{t_i}$  : Le moment maximal de la travée considérée.

$M_{oi}$  : Le moment isostatique de la travée considérée.

$$M_t \geq 10,32 \text{ KN. M} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9,48 \text{ KN. M} \dots\dots\dots (3)$$

M max = 10,32 KN. M

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

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

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.62 \times 4.3}{2} = 14.22 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -16.36 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.62 \times 3.7}{2} = 14.08 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = - 12.24 \text{ KN}$$

Tableau III.1.2.1.Sollicitations des différents types de poutrelles TI :

Type	Mu	Ms	Mu appuis inter	Ms appuis inter	V	M max App rive		Mtu max	Mts max
						Elu	Els		
1	15,29	11,62	-8,106	-5,92	14,46	Elu	Els	7,7	5,62
2	15,29	11,62	-7,64	-5,58	-15,65	/		12,23	8,93
5	15,29	11,62	-10,06	-5,58	-15,65	/		12,23	8,93
4	15,29	11,62	-10,06	-5,92	15,75	/		7,7	5,62
Max	15,29	11,62	-10,06	-5,92	-15,75	2,29	1,74	12,23	8,93

Tableau III.1.2.2. Sollicitations des différents types de poutrelles EC :

Type	Mu	Ms	Mu appuis inter	Ms appuis inter	V	M max App rive		Mtu max	Mts Max
						Elu	Els		
3	14,16	10,49	-8,50	-6,16	-15,16	Elu	Els	10,85	7,86
1	14,16	10,49	-7,52	-5,43	13,42	/		7,15	5,19
2	14,16	10,49	-7,08	-5,13	14,5	/		11,56	8,37
5	14,16	10,49	-7,08	-5,17	14,5	/		11,56	8,37
4	14,16	10,49	-9,33	-6,73	14,61	/		8,07	5,83
Max	14,16	10,49	-9,33	-6,73	-15,16	2,12	1,75	11,56	8,37

Tableau III.1.2.3 Sollicitations des différents types de poutrelles Sous-Sol+Rdc+E service :

Type	Mu	Ms	Mu appuis inter	Ms appuis inter	V	M max App rive		Mtu max	Mts Max
						Elu	Els		
1	16,44	11,76	-8,72	-6,23	-15,55	Elu	Els	8,28	5,92
2	16,44	11,76	-10,81	-7,73	16,93	/		9,33	6,67
5	16,44	11,76	-10,71	-7,66	16,06	/		7,41	5,30
Max	16,44	11,76	-10,81	-7,73	16,93	2,46	1,76	9,33	6,67

III.2.1.5. Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.1.3. Sollicitation maximale dans les poutrelles

Types Plancher	M <sub>t</sub> (KN. m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN. m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN. m)	V <sup>max</sup> (KN)
Terrasse	12,23	-10,59	2,29	-15,75
Etage courant	11,56	-9,33	2,12	-15,16
Sous-Sol...	9,33	-10,81	2,46	16,93

III.2.1.6 Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

➤ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• Exemple de calcul

Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 12,23 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{inter}} = -10,59 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{rive}} = 2,29 \text{ KN. m} \\ V^{\text{max}} = -15,75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{\text{eff}} = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M<sub>tu</sub>)

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{eff}} \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,059$$

M<sub>tu</sub> = 59 KN. m > M<sub>u</sub> ➔ calcul d'une section rectangulaire (b\*h)

$$\mu_{bu} = \frac{12,23 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,04 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow \alpha = 0,052$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{0,01223}{(0,176 \times 348)} = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A = 2 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.4 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : **2HA12** A<sub>s</sub>=2.66 cm<sup>2</sup>

❖ Ferrailage en appuis

✓ Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{10,59 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} = 0,2300, > 186 \text{ ----- Pivot B}$$

$$\mu_l = 0,391 > \mu_{bu} = 0,230 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,331$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,156 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{0,01059}{(0,156 \times 348)} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,2 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,95 \text{ cm}^2$$

on ferraille avec **2HA12**  $A_a^{inter} = 2,26 \text{ cm}^2$

✓ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0,049$$

$$\alpha = 0,063$$

$$z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad A_a^{rive} = 0,37 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,2 \text{ cm}^2$$

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sous-sol	Travée	1,52	1,4	2HA12=2,26	0,57	15
	Appuis inter	1,99	0,2	2HA12= 2,26		
RDC	Appuis de rive	0,4	0,2	1HA8= 0,5		
E service	Travée	1,9	1,4	2HA12=2,26		
	Appuis inter	1,68	0,2	2HA12=2,26		
	Appuis de rive	0,34	0,2	1HA8= 0,5		

Tableau III.1.4.1. résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux on ferraille avec **1HA8**  $A_a^{rive} = 0,5 \text{ cm}^2$

Choix de ferrailage

En travée .....**2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**

En appuis intermédiaire.... **2HA12= 2,26 cm<sup>2</sup>**

En appuis de rive .....**1HA8 = 0,5 cm<sup>2</sup>**

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq (\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (8 \text{ mm} ; 5,7 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  donc  $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

III.2.1.7. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

Exemple calculé : Sous-sol + RDC + Etage Service

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{(16,93 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,18)} = 0,94 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et  $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Alors la condition est vérifiée

2. Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 27 \text{ cm}$$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales  $A_s$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V^{\max}$

- En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \quad \Rightarrow \quad A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,93 \times 10^{-3} = 0,486 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_1 = 2,26 + 0,5 = 2,76 \text{ cm}^2 > 0,486 \text{ cm}^2$  alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_1 \geq \frac{1,15}{400} \left( 16,93 \times 10^{-3} + \frac{-10,81 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

On a :  $A_1 = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ cm}^2 > -1,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pas de vérification à faire pour l'appui inter

4. Vérification de la bielle

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 * d = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V^{\max} = 16,93 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$\tau_u = 1,11 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

B) A l'ELS

**1. Vérifications des contraintes**

- En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = 45,4 > 0$$

L'axe neutre ne passe par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en rectangulaire.

Donc il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$

**Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)**

- Calcul de y

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

$$32,5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68 \rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

- Calcul le moment d'inertie I

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

$$I = \frac{65}{3} \times (3,84)^3 + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2 \Rightarrow I = 8023,96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,93 \times 10^{-3}}{8023,96 \times 10^{-8}} 3,84 * 10^{-2} = 4,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis intermédiaire**

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,56 \rightarrow y = 8,166 \text{ cm}$$

$$I = 15076,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{15076,7 \times 10^{-8}} 8,166 * 10^{-2} = 4,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

**2. Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{430}{500} = 0,86\text{cm}$$

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

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

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

$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6,43 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2,8 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 7,43 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = 7,4 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 3,23 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 8,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène  $Y_G$

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[ \frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = 10,2 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé ( $I_0$ )

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 +$$

$$15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A' \cdot (Y_G - d')^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 18326 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de coefficient  $\rho$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.0125$$

✓ Calcul des Coefficients  $\lambda_i, \lambda_v$

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0)\rho} = 3,41 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 1,36 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 302.063 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 131.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 349.01 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8023 \text{ cm}^4 \\ y = 3,84 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients  $\mu_g, \mu_j, \mu_p$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,787 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,578 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.0812 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5486,2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6802,96 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5359.5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9739.6 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 20.03 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 4.162 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 14.0186 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 11.85 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 18.03 \text{ mm} > \bar{f} = 8,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche n'est pas vérifié}$$

**Remarque**

La flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible pour cela on va augmenter la section de ferrailage a 3HA12=3,39 cm<sup>2</sup>

La flèche du plancher étage courant et ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a augmenté la section d'armature 2HA12+1HA10= 3,05cm<sup>2</sup>

La flèche du plancher étage service + rdc +sous-sol et vérifie avec le ferrailage adopté donc la section d'armature reste 2HA12= 2,26cm<sup>2</sup>

Tous les calculs de ferrailage et versifications à l'ELU et l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux si dessous

➤ Vérifications à l'ELU

Tableau III.1.4.2. Vérification à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (KN)	Jonction table nervure	Cisaillement (MPa)
	Appuis inter (cm <sup>2</sup> )	Appuis Rive (cm <sup>2</sup> )			
Terrasse	4,52>-1,018	2,76>0,304	15,75<108,135	1,03<3.33	0,88<3.33
Sous-sol ...	4,52>-1,015	2,76>0,486	16,93<108,135	1,11<3.33	0,94<3.33
Etage courant	4,52>-0,860	2,76>1,730	15,16<108,135	0,99<3.33	0,84<3.33

➤ Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau III.1.4.3. Vérifications des contraintes dans les différents niveaux

Plancher	position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	8,93	2,26	3,84	8023,96	4,27	15	vérifiée
	Appuis inter	-6,16	2,26	8,16	15076,70	3,20	15	Vérifiée
Sous-sol Rdc E Service	Travée	6,67	2,26	3,84	8023,96	3,19	15	vérifiée
	Appuis inter	-7,73	2,26	8,16	15076,70	3,64	15	vérifiée
Etage courant	Travée	8,37	2,26	3,84	8023,96	4,01	15	vérifiée
	Appuis inter	-6,16	2,26	8,16	15076,70	4,18	15	vérifiée

- Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage

Tableau III.1.4.4. Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	Terrasse	Etage courant	Sous- sol...		Etage courant	Sous- sol...	Terrasse
L(m)	4,3	4,3	4,3	σ <sub>st</sub> <sup>p</sup> (MPa)	162,69	176,19	153,530
b (cm)	65	65	65	μ <sub>g</sub>	0,655	0,547	0,697
b <sub>0</sub> (cm)	12	12	12	μ <sub>j</sub>	0,444	0,303	0,431
q <sub>g</sub> (KN/m)	4,18	3,46	3,46	μ <sub>p</sub>	0,720	0,664	0,731
q <sub>j</sub> (KN.m)	1,82	1,82	1,82	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	8215	7046	8108,2
q <sub>p</sub> (KN/m)	4,83	4,45	5,09	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	10282	9938,8	11359
M <sub>g</sub> (KN.m)	7,42	6,38	4,53	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	7741,9	6189,4	8451,5
M <sub>j</sub> (KN.m)	3,23	3,35	2,39	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	13116	11556	13762
M <sub>p</sub> (KN.m)	8,57	8,21	6,66	f <sub>gv</sub> (mm)	8,32	6,71	9,21
Y <sub>G</sub> (cm)	4,58	4,38	3,84	f <sub>ji</sub> (mm)	1,86	1,37	1,62
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	20405	19796	18326	f <sub>pi</sub> (mm)	6,04	6,13	5,78
ρ	0,0188	0,0169	0,0125	f <sub>gi</sub> (mm)	4,43	3,66	4,85
λ <sub>i</sub>	2,265	2,517	3,39	f	8,07	7,80	8,52
λ <sub>v</sub>	0,906	1,006	1,35	f̄	8,6		
σ <sub>st</sub> <sup>g</sup> (MPa)	132,87	126,49	120	Observation	Vérifiée		

Remarques

Cette vérification est faite après l'augmentation de ferrailage en travée au niveau de terrasse Inaccessible à 3HA12=3,39 cm<sup>2</sup>.

Et aussi niveau de l'étage courant à 2HA12+1HA10=3,0 cm<sup>2</sup>.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance  $f_e=400$  MPa

• **Armatures perpendiculaires à la nervure**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On adopte : 5HA5 /ml=0.98cm<sup>2</sup> /ml

Espacement :  $S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$

• **Armatures parallèles à la nervure**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325\text{cm}^2 / \text{ml}$$

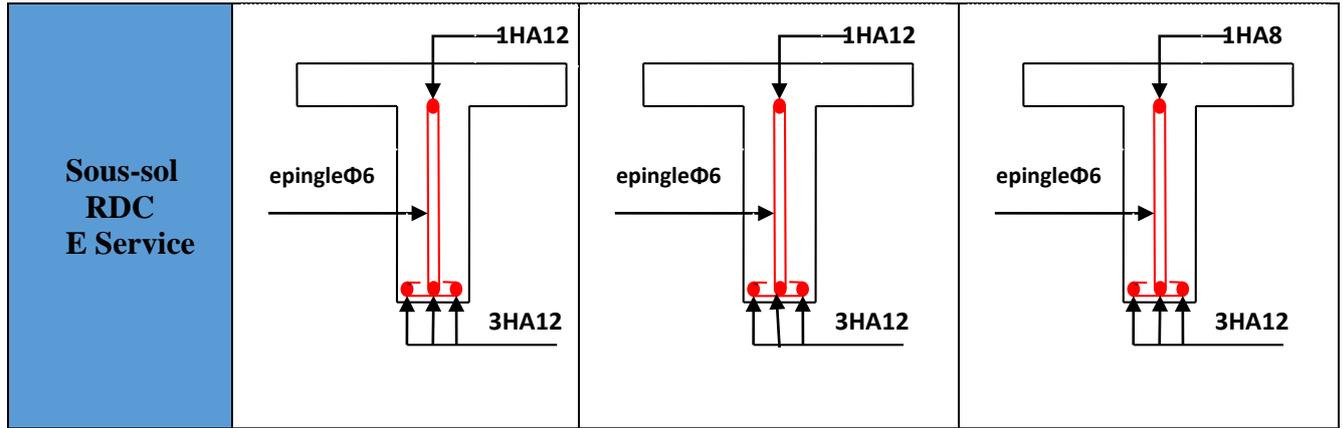
On adopte : 4HA5 /ml=0.79cm<sup>2</sup> /ml

Espacement :  $S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé Ø5 (150x150) mm<sup>2</sup>

Tableau III.1.5 Schémas de ferraillage des poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage courant</b>			
<b>Terrasse</b>			



III.2.2. Etude des dalles pleines

III.2.2.1. Méthode de calcul des sollicitations

✓ Exemple de calcul

- Dalle pleine type DP2

$G=4,78 \text{ KN/m}^2$        $Q= 3,5 \text{ KN/m}^2$

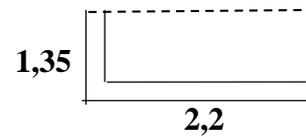


Figure III.2.1.Schéma de la dalle pleine DP2

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 4,78 + 1.5 * 3.5 = 11,70 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 4,78 + 3.5 = 8,28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau III.2.1 formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

travée	dalle sur 1 appui i	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
$M_0^x$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
$M_0^y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot \left( L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{P \cdot L_y}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
$M_t^x$	Riv	$0.85 * M_0^x$					
$M_t^y$	Int	$0.75 * M_0^y$					
$M_a^x$	Riv	$0.4 * M_0^x$					
$M_a^y$	Int	$0.5 * M_0^y$					
V	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L}{2}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,35}{2,2} = 0,61 \geq 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille selon deux sens

ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0,0808 \\ \mu_y = 0,3075 \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} \mu_x = 0,0857 \\ \mu_y = 0,4781 \end{cases}$

ELU  $\begin{cases} M_0^x = 1,72 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,53 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} M_0^x = 1,29 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,62 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELU  $\begin{cases} M_t^x = 1,46 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,45 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} M_t^x = 1,1 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,53 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$ELU \begin{cases} M_a^x = 0,86 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_a^x = 0,065 \text{ KN.} \\ M_a^y = 0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.2.2.2. Calcul de Ferrailage**

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire  $b_d \times h_d$   
 Avec :  $b_d=100 \text{ cm}$   $h_d=e=13 \text{ cm}$   $d=h_d-c=11 \text{ cm}$  (F.N)

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous (Tableau III.2.2)

Tableau III.2.2.1 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant

Dalle pleine	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
DP1	$M_t^x$	1,46	0,009	0,011	0,11	0,11	4HA10=3,14	25
	$M_t^y$	0,45	0,003	0,003	0,109	0,117		
	$M_a^x$	0,85	0,005	0,006	0,109	0,225		
DP2	$M_t^x$	1,23	0,0072	0,009	0,109	0,33	4HA10=3,14	25
	$M_t^y$	1,15	0,0066	0,008	0,109	0,31		
	$M_a^x$	0,82	0,005	0,006	0,109	0,22		
DP3	$M_t^x$	24,58	0,143	0,194	0,101	6,96	7HA12=7,92	15
	$M_t^y$	14,18	0,108	0,108	0,105	3,87	4HA12=4,52	
	$M_a^x$	14,46	0,084	0,110	0,105	3,95		

Sollicitations et Ferrillages dans les différents types terrasse

Tableau III.2.2.2 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse

Dalle pleine	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
DP1	$M_t^x$	1,36	0,007	0,009	0,109	1,2	4HA10=3,14	25
	$M_t^y$	0,41	0,002	0,003	0,109	1,04		
	$M_a^x$	0,80	0,005	0,006	0,109	0,21		
DP2	$M_t^x$	4,16	0,024	0,03	0,108	1,09	4HA10=3,14	25
	$M_t^y$	3,9	0,022	0,03	0,108	1,02		
	$M_a^x$	2,8	0,016	0,02	0,109	0,73		
DP3	$M_t^x$	17,26	0,100	0,133	0,104	4,76	5HA12=5,65	20
	$M_t^y$	14,34	0,066	0,086	0,106	3,09	4HA10=3,14	
	$M_a^x$	11,51	0,067	0,087	0,106	3,12		1,04

**III.2.2.3. Vérification à l'ELU**

- Vérifications de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau III.2.3 récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

Dalle pleine	Niveau	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
DP1	Etage courant	9,86	0,09	2,5	Vérifiée
	Terrasse	4,91	0,04	2,5	Vérifiée

DP2	Etage courant	22,32	0,20	2.5	Vérifiée
	Terrasse	13,5	0,12	2.5	Vérifiée
DP3	Etage courant	9,48	0,086	2.5	Vérifiée
	Terrasse	8,77	0,080	2.5	Vérifiée

III.2.2.4. Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contrainte on utiliser les même formule que celle déjà cité dans le calcul des poutrelles en prenant  $h_0=0$  et  $b_0=b$

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

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés sur le (Tableau III.2.4.1)

Tableau III.2.4.1 récapitulatif des vérifications des contraintes

Etage courant									
DP	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)		$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observ- sion	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Observ- sion
DP1	X-X	$M_t^x$	1,1	0,78	15	Vérifiée	34,80	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	0,65	0,46	15	Vérifiée	20,56	201.63	Vérifiée
	Y-Y	$M_t^y$	0,53	0,38	15	Vérifiée	16,77	201.63	Vérifiée
		$M_a^y$	0,65	0,46	15	Vérifiée	20,56	201.63	Vérifiée
DP2	X-X	$M_t^x$	1,04	0,74	15	Vérifiée	32,9	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	0,69	0,49	15	Vérifiée	20,56	201.63	Vérifiée
	Y-Y	$M_t^y$	1	0,71	15	Vérifiée	31,64	201.63	Vérifiée
		$M_a^y$	0,69	0,49	15	Vérifiée	20,56	201.63	Vérifiée
DP3	X-X	$M_t^x$	17,39	2,07	15	Vérifiée	32,4	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	10,23	2,96	15	Vérifiée	34,57	201.63	Vérifiée
	Y-Y	$M_t^y$	10,03	0,12	15	Vérifiée	4,24	201.63	Vérifiée
		$M_a^y$	10,23	2,96	15	Vérifiée	34,57	201.63	Vérifiée
Terrasse									
DP1	X-X	$M_t^x$	1,08	0,77	15	Vérifiée	34,15	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	0,63	0,45	15	Vérifiée	20,1	201.63	Vérifiée
	Y-Y	$M_t^y$	0,51	0,36	15	Vérifiée	16,33	201.63	Vérifiée
		$M_a^y$	0,63	0,45	15	Vérifiée	20,1	201.63	Vérifiée
DP2	X-X	$M_t^x$	3,61	2,58	15	Vérifiée	144,4	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	2,4	1,72	15	Vérifiée	76,25	201.63	Vérifiée
	Y-Y	$M_t^y$	3,5	2,46	15	Vérifiée	109,2	201.63	Vérifiée
		$M_a^y$	2,4	1,72	15	Vérifiée	76,25	201.63	Vérifiée
DP3	X-X	$M_t^x$	12,6	7,23	15	Vérifiée	227	201.63	Vérifiée
		$M_a^x$	8,4	6	15	Vérifiée	265	201.63	Pas V
	Y-Y	$M_t^y$	8,35	5,96	15	Vérifiée	264	201.63	Pas V
		$M_a^y$	8,4	6	15	Vérifiée	265	201.63	Pas V

Remarque :

On remarque l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié dans la dalle DP3 dans le niveau terrasse don on doit recalculer a L'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

**Choix de ferrailage :**

M<sub>tx</sub> : .....6HA12= 6,79 cm<sup>2</sup>

M<sub>ty</sub> et M<sub>a</sub> : .....4HA12= 4,52 cm<sup>2</sup>

Tableau III.2.4.2 vérification des contraintes après avoir recalculé a<sub>els</sub> :

	M <sub>ser</sub> (KN. m)	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	Observation	
<b>X-X</b>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	12,6	6,78	15	191,2	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>x</sup>	8,4	5,22	15	187,44	201.63	Vérifiée
<b>Y-Y</b>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	8,35	5,18	15	186,22	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>	8,4	5,22	15	187,44	201.63	Vérifiée

**III.2.2.5. Vérification de la flèche**

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 * M_0^s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges : Etage courant

G= 4,78 KN/m

J = G - G<sub>revetement</sub> = 4,78 - 1,53 = 3,25 KN/m

P=G+Q= 4,78+1,5= 6,28 KN/m

Terrasse inaccessible

G= 6,97 KN/m

J = G - G<sub>revetement</sub> = 6,97 - 3,72 = 3,25 KN/m

P=G+Q= 6,97+1= 7,47 KN/m

• **Evaluation de la flèche :**

$$f = (f_v^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le tableau (III.2.4.3)

Tableau III.2.4.3 récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	niveau	Condition		J KN/m <sup>2</sup>	G KN/m <sup>2</sup>	P KN/m <sup>2</sup>	f <sub>gi</sub> mm	f <sub>gv</sub> mm	f <sub>ji</sub> mm	f <sub>pi</sub> mm	Δf mm	f mm
1	Etage courant	x	Non	3,25	4,78	6,28	0,016	0,05	0,011	0,029	0,05	2,7
		y		3,25	4,78	6,28	0,021	0,06	0,014	0,036	0,07	4,4
2		x	Non	3,25	4,78	6,28	0,41	1,23	0,28	0,708	1,25	7,2
		y		3,25	4,78	6,28	0,412	1,23	0,28	0,714	1,26	7,4
3		x	Non	3,25	4,78	6,28	0,093	0,28	0,063	0,16	0,28	4,1
		y		3,25	4,78	6,28	0,14	0,42	0,095	0,24	0,43	7,8
1	Terrasse	x	Non	3,25	6,97	7,97	0,023	0,07	0,012	0,026	0,06	2,7
		y		3,25	6,97	7,97	0,02	0,06	0,009	0,022	0,05	4,4
2		x	Non	3,25	6,97	7,97	0,389	1,17	0,264	0,511	1,03	7,2
		y		3,25	6,97	7,97	0,383	1,15	0,26	0,503	1,01	7,4
3		x	Non	3,25	6,97	7,97	2,207	4,02	0,573	2,696	3,93	4,1
		y		3,25	6,97	7,97	3,589	7,21	0,752	4,64	7,51	7,8
Observation		Vérifiée										

➤ Schéma de ferrailage

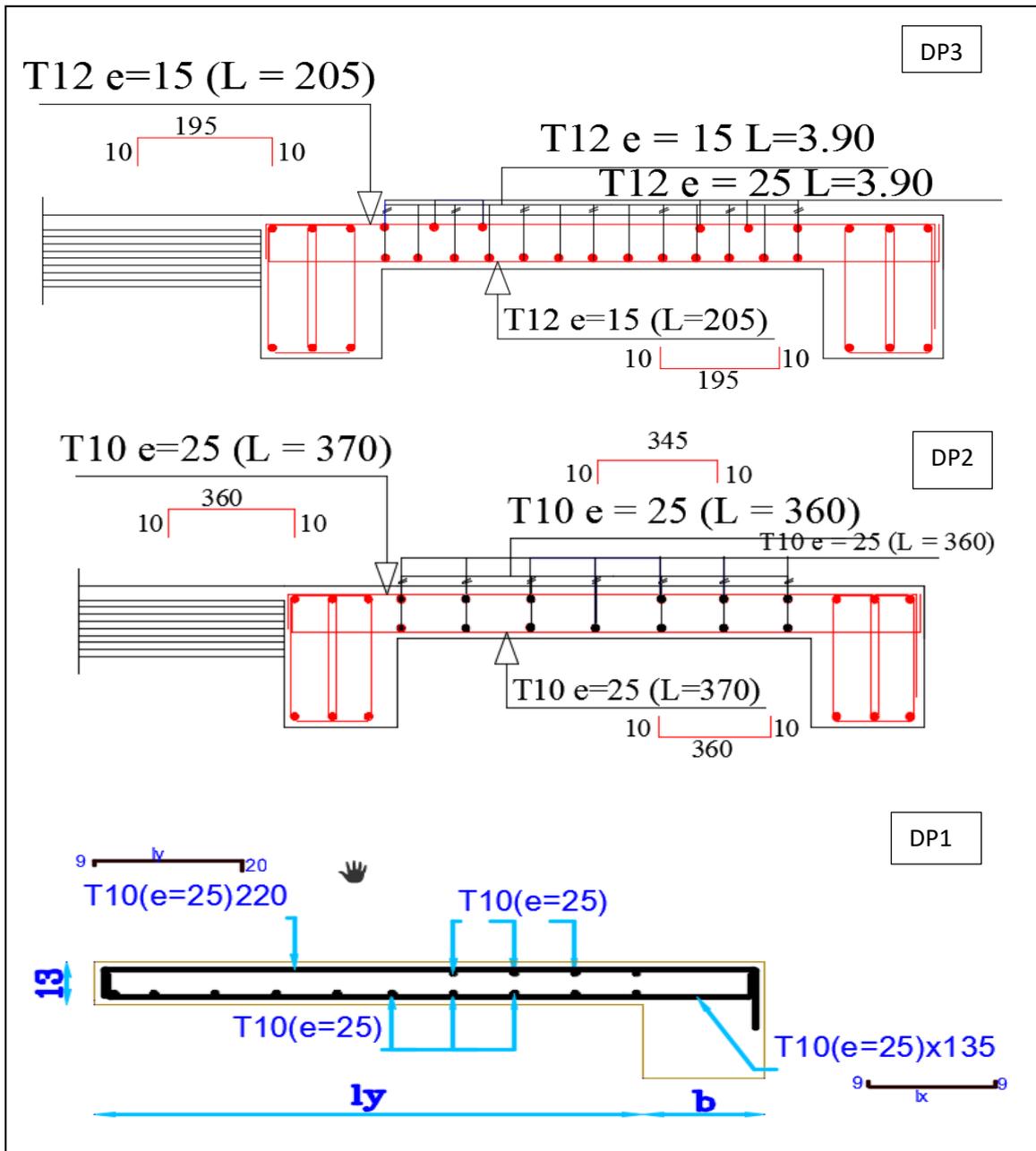


Figure III.2.2 schéma de ferrailage de la dalle dp1, dp2 et dp3

III.2.3. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrillé comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 14cm.

III.2.3.1. Calcul d'escalier type I:

• Le chargement :

✓ Sur la volée :

$G = 7.93m^2$  ✓

$Q = 2.5KN/m^2$

✓ Sur le palier :

$G = 4.49KN/m^2$

$Q = 2.5KN/m^2$

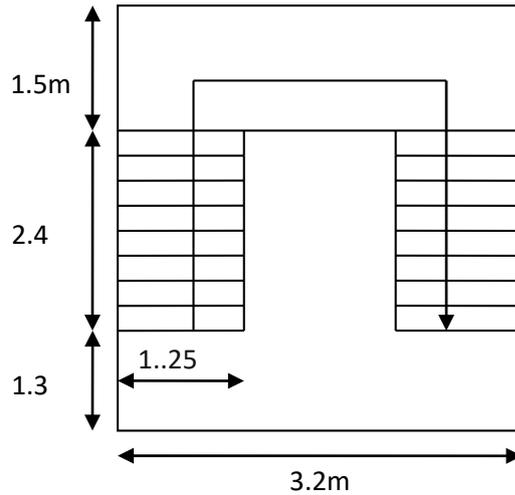


Fig.III.3.1. Vue en plan de l'escalier type I

• Combinaison de charges :

✓ Pour la volée :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.45KN/m$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.43KN/m$

✓ Pour le palier :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.6485KN/m$

ELS :  $q_s = G + Q = 7.61KN/m$

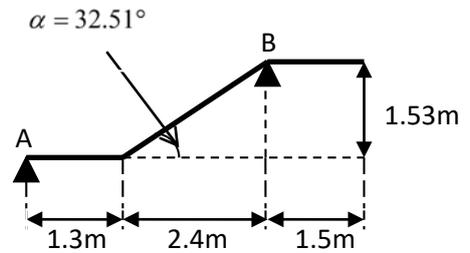


Fig.III.3.2. Schéma statique

• Les sollicitations :

à l'ELU

$M_t^{max} = 18.075Kn.m$

$M_a^{max} = -12.05Kn.m$

$V^{max} = 32.27Kn$

à l'ELS

$M_t^{max} = 15.59Kn.m$

$M_a^{max} = -21.4Kn.m$

$V^{max} = 24.27Kn$

• Ferrailage :

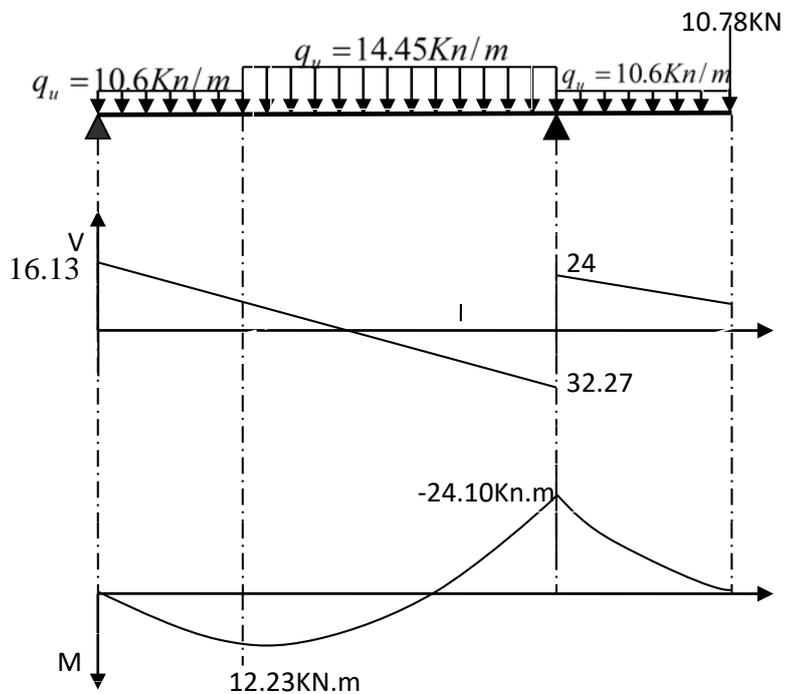


Fig.III.3.3. Diagramme des sollicitations

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8}$$

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 18.075 \text{ KN.m} \quad \mu_{bu} = 0.075 ; \alpha = 0.0097 ; z = 0.125 \text{ m} ; A = 4.158 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>

✓ **En appuis :**

$$M_a = 0.5 \times 24.10 = 12.05 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.05 ; \alpha = 0.064 ; z = 0.126 \text{ m} ; A = 2.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>

**Vérifications :**

➤ **À l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a :  $A > A_{\min}$

Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.248 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (32.27 \times 10^{-3} - \frac{12.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -2.03 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisit : 4T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisit : 4T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm}$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm}$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\tau_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 \text{MPa}$$

Avec  $\psi = 1.5$  pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 4 \times 1.2 \times 3.14 = 15.072 \text{cm.}$$

$$\tau_u = \frac{27.22 \times 10^3}{0.9 \times 0.12 \times 15.07 \times 10^2} = 1.67 \text{MPa. ; } \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 15.59 \text{KN.m}$$

$$50y^2 + 67.8y - 881.4 = 0$$

$$y = 3.57 \text{cm; } I = 7.545 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.37 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.37 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**En appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 10.4 \text{KN.m}$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.06 \text{cm; } I = 0.56 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) :  $0.034 < 0.0625$  condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 3.47 \text{ cm, } I = 0.65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, \quad I_0 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \quad \rho = 0,004 ; \quad \lambda_i = 5.53 ; \quad \lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 4.05 \text{KN.m ; } M_{gser} = 4.82 \text{KN.m ; } M_{pser} = 7.32 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 79.3 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sg} = 94.38 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sp} = 143.33 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \quad \mu_g = 0 ; \quad \mu_p = 0.15$$

$$I_{f_{ij}} = 17782.88 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 17782.88 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 9714.42 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{f_{vg}} = 17782.88 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.0012 \text{ m} ; \quad f_{gi} = 0.0014 \text{ m} ; \quad f_{pi} = 0.0039 \text{ m} ; \quad f_{gv} = 0.0042 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

La flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) et type(II) :

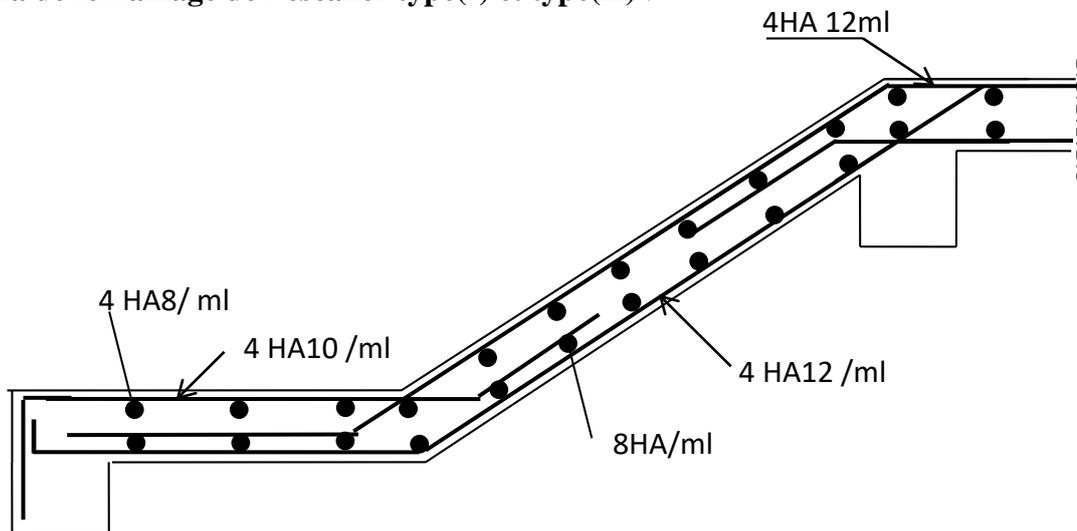


Fig.3.4. Schéma de ferrailage des volées (I) et (III)

### III .2.4 calcul de la poutre palière :

la poutre palière a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

#### 1) pré dimensionnement :

##### ✓ Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$L/15 < h \leq L/20 \dots \dots \dots [4]$$

$$L = 3,9 \text{ m} \Rightarrow$$

$$19,33 \leq h \leq 30 \leq B \leq 28. \quad \text{on prend la section } (30.30) \text{ cm}^2$$

#### \* vérification RPA99 :

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

$$h = 30 \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 3$$

2) change sollicitant la poutre :

\* Réaction d'appuis de l'escalier :

56.52 KN. E.L.U.

43.83 KN . E.L.S .

\* poids propre de la poutre = 0,3 × 0,3 × 25 = 2.25 KN/m

Pu = 1,35 × 2.25 + 56,52 = 59.5575 .KN.

Pser = 2.25 + 43.83 = 46.08 KN.

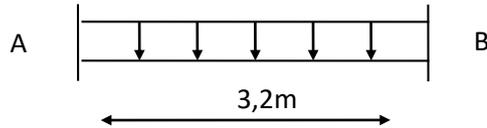
3) calcul des efforts :

le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastree sur les deux appuis avec la methode RDM .

RA = RB = PL/2

Mmax = MA = MB = PL<sup>2</sup>/12

Mt max =  $\frac{pl^2}{24}$



E.L.U:

Tmax = RA = 56.52 KN .

Mapp max = 25.41KN.

E.L.S :

RA = RB = 43.83 KN .

Tmax = RA = 43.83 KN.

Mtmax = 14.75KN.

Mapp max = 19.66 KN .

4) ferrailage à L'E.L.U:

le ferrailage se fait en flexion simple.

h = 30 , c = 2 cm , d = 0.28 cm , b = 30 cm .

Tableau III .3.2.1 ferrailage de la poutre palier :

	Mu KN.m	μ	α	z	A cal(cm <sup>2</sup> )	A choisie	Amin Cm <sup>2</sup>	Obs
Travée	19.06	0.057	0.073	0.27	2.03	3T12=3.39cm <sup>2</sup>	1.01	C.V
Appui	25.41	0.076	0.099	0.27	2.7	3T12=3.39cm <sup>2</sup>	1.01	C.V

\* condition de non fragilité :

A ≥ 0,8 .b.h /100 = 0,96 cm<sup>2</sup>

\* vérification de l'effort tranchant :

Tu = Nu / b0 .d = 95,3\*10<sup>3</sup>/30.28\*10<sup>2</sup> = 1.13 Mpa

on considère la fissuration comme peu nuisible.

Tu = Min (  $\frac{0,2fc28}{\delta b}$  , 5MPA ) = Min ( 3,33,5 Mpa ) = 3,33 MPA .

\* vitrification au voisinage de l'appui :

$\frac{2vu}{b_0 d} \leq \frac{0,8fc28}{\delta_b}$  [1]

0,22 < 13,33 (Condition vérifiée)

\* Armatures transversales :

❖ Armatures transversales

On fixe st = 15cm et on calcul At  $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ t = 15 cm < 29,7 cm \end{array} \right.$

At ≥  $\frac{0,4 * b * st}{f_e}$  → At ≥ 0.45 cm<sup>2</sup> ..... 1

$$A_t \geq \frac{b * s_t(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0,63 \text{ cm}^2$$

**a) Calcul à la torsion**

Tableau III.3.2.2 Récapitulatifs de calcul a torsion

$M_{tor}$	$\emptyset$	e	$\Omega$	U	$A_L^{tor}$	$A_t$	$\tau^{tor}$	$\bar{\tau}$	observation
19.28	30	0.05	0.0625	100	4.43	0.63	3.08	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_{totale} = 3,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots$  Vérifiée

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

• **Ferrailage globale**

❖ Armatures longitudinales :

-En travée :  $A_L^{totale} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 4,24 \text{ cm}^2$   
 Soit : 3HA14= 4.62 cm<sup>2</sup>

-En appui :  $A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 4,9 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12= 5.65 cm<sup>2</sup>

• **Exigence du RPA**

$A_{min} = 0.5 \% b * h = 4.5 \text{ cm}^2$

Donc on prend  $\begin{cases} A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5.41\text{cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ Armatures transversales

$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,63 + 0,66 = 1.29 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier  $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  chaque St = 15cm

• **Vérification des contraintes sur le béton**

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

Les résultats des trois types sont résumés sur le tableau suivant

Tableau III.3.2.3 vérification des contraintes dans le béton

types	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	
<b>1</b>	$M_t$	14.75	9.3	32287.8	4.25	15	Vérifiée
	$M_a$	19.66	9.9	36288.54	5.36	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

Poutre palière Type 1  $\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.3}{3.2} = 0.093 > 0.085 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L = 3,2\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau III.3.2.4. Schéma de Ferrailage de la poutre palier :

En appuis	En travée

**III.3.5. Calcul de l’acrotère**

L’acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d’un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d’œuvre (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

**III.3.5.1. Evaluation des charges et surcharges**

- La charge permanente

$$G = W_p = 2,68 \text{ KN/ml}$$

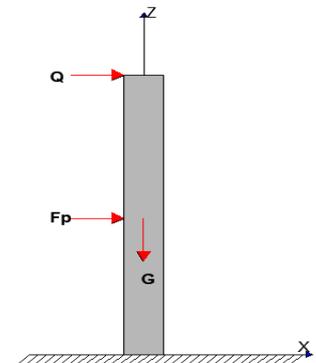
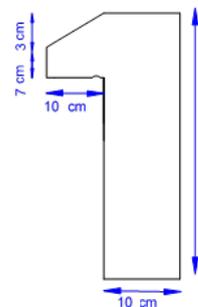


Figure III.3.5 : Schéma statique de l’acrotère

- La charge d’exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- La force sismique (F<sub>p</sub>)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

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

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 (Z_{IIa}) : \text{Coefficient d'acceleration de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,68 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$

Ce qui donne F<sub>p</sub> = 1,29 KN

**III.3.5.2. Calcul des sollicitations**

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 37,90 \text{ cm}$$

L’acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,68 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,7 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.3.3.1 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	3,62	2,68	2,68
M (KN.m)	1,05	1,19	0,7
V (KN)	1.5	2,29	/

III.3.5.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.3.3.2 ferrailage obtenu à l'ELU de l'acrotère

N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ua</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>FS</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>FC</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
3.62	1,72	1,79	0,026	0,033	0,069	0,71	0,89	0,84	0,5	4HA8

III.3.5.4 Schéma de ferrailage

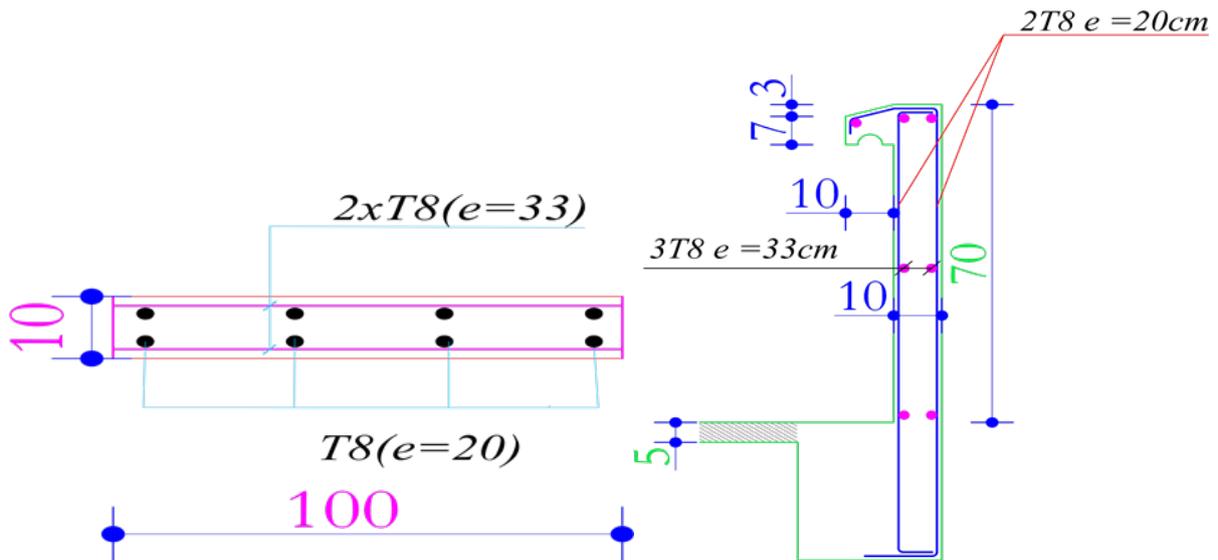


Figure III.3.6 Detaille schéma de ferrailage acrotère.

# Chapitre IV

**IV.1) Introduction :**

● La réalisation d’une structure pouvant résister à une secousse sismique doit être fait à base d’une étude, cette étude permet la détermination d’un model et du choix de la méthode assurant de reproduire au mieux le comportement réel de l’ouvrage.

● D’après le RPA 99/version 2003 (3.4. A.1.a). Tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.

● Pour la raison d’économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles-portiques)

**IV.2) choix de la méthode de calcul :**

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d’analyse modale spectrale.
- La méthode d’analyse dynamique par accélérographe.

**IV.2-1) La méthode statique équivalente**

● **Principe de la méthode :** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l’action sismique.

● **Condition d’application de la méthode :**

D’après le RPA 99 (Art 4.2.3), les conditions d’applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

**IV.2-2) Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad \text{Avec :}$$

**A :** coefficient d’accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

- Groupe d’usage : groupe 2.
- Zone sismique : zone IIa.  $\Rightarrow A = 0.15.$

**D :** facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \dots\dots \text{(RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA 99. Tableau 4.7

**Dans notre cas** : le sol est meuble (Site S<sub>3</sub>)  $\Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0,5 s \\ T_1 = 0,15 s \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

$\xi$  (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages. (RPA99.tableau 4.2)

On a un contreventement mixte :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,2 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases} \dots\dots\dots (\text{RPA99 art 4.2.4})$$

Avec :

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

(RPA99 art 4.6)

$h_y = 39.23$

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de Remplissage (RPA99 art 4.6).

$C_T = 0.050$  (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

l : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$l_x = 32.2\text{m}$ .

$T_x = \min (0,7837612 ; 0,6222041) = 0,6222041\text{s}$

$l_y = 22.5\text{m}$ .

$T_y = \min (0,7837612 ; 0,7443369) = 0,7443369\text{s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0,622 = 0.808\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0,744 = 0.967\text{s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0\text{s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

**RPA (Art 4.3.3)**

$$T_2 < T_y < 3,0\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$$

D'où  $D_x = 1,764$  et  $D_y = 1,565$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement (RPA99 Tableau 4.2).

On a un contreventement mixte (portique voile)  $\Rightarrow R = 5$ .

**Q** : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots(RPA99 \text{ Art } 4.2.3)$

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observée	Pq/xx	Observée	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

$$Q_x=1.05 \quad Q_y=1.1$$

**W**: poids propre de la structure, est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau(i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots\dots\dots(RPA99 \text{ Art } 4.2.3)$$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation.

Dans notre cas **W=75636,5371 KN**

**Danc :**

La force sismique statique total a la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{Sx} = 4202,8198KN \\ V_{Sy} = 3906,248KN \end{cases}$$

**IV-2-3) Les méthodes dynamiques**

• **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

**a. Principe**

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

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

RPA99 (Formule 4-13)

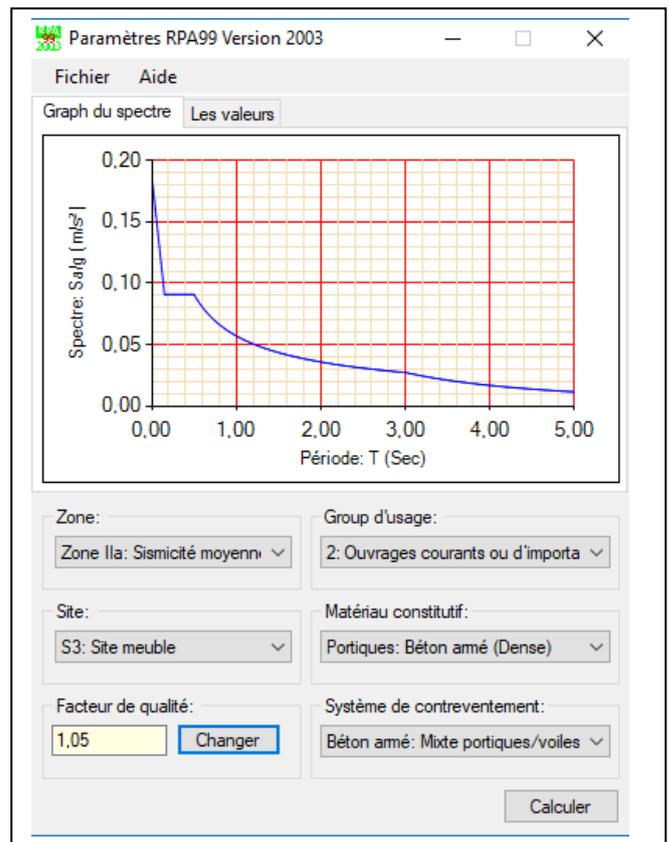
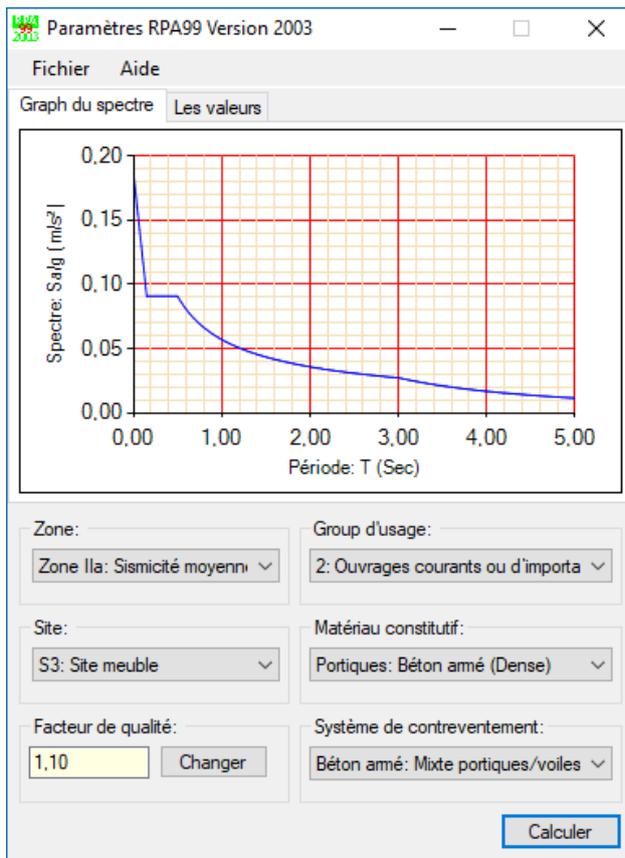


Figure IV.1 : spectre de réponse pour les deux sens x,y

- **Résultats après modalisation**
- **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d’aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l’interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

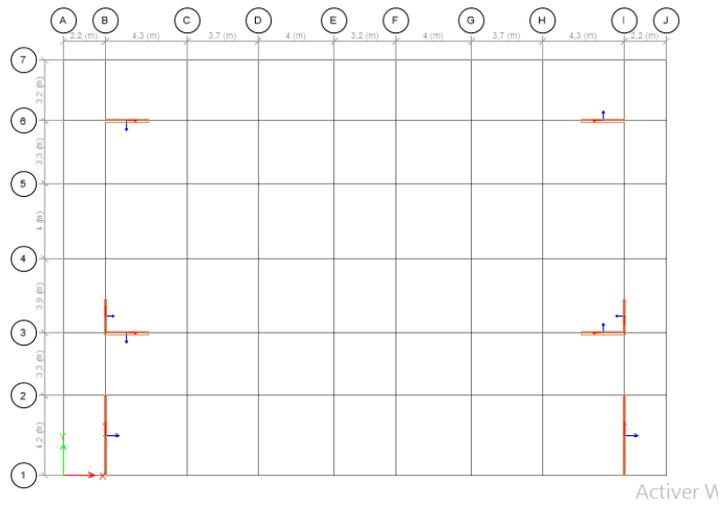


Figure IV.2 : vue en plan de la disposition des voiles

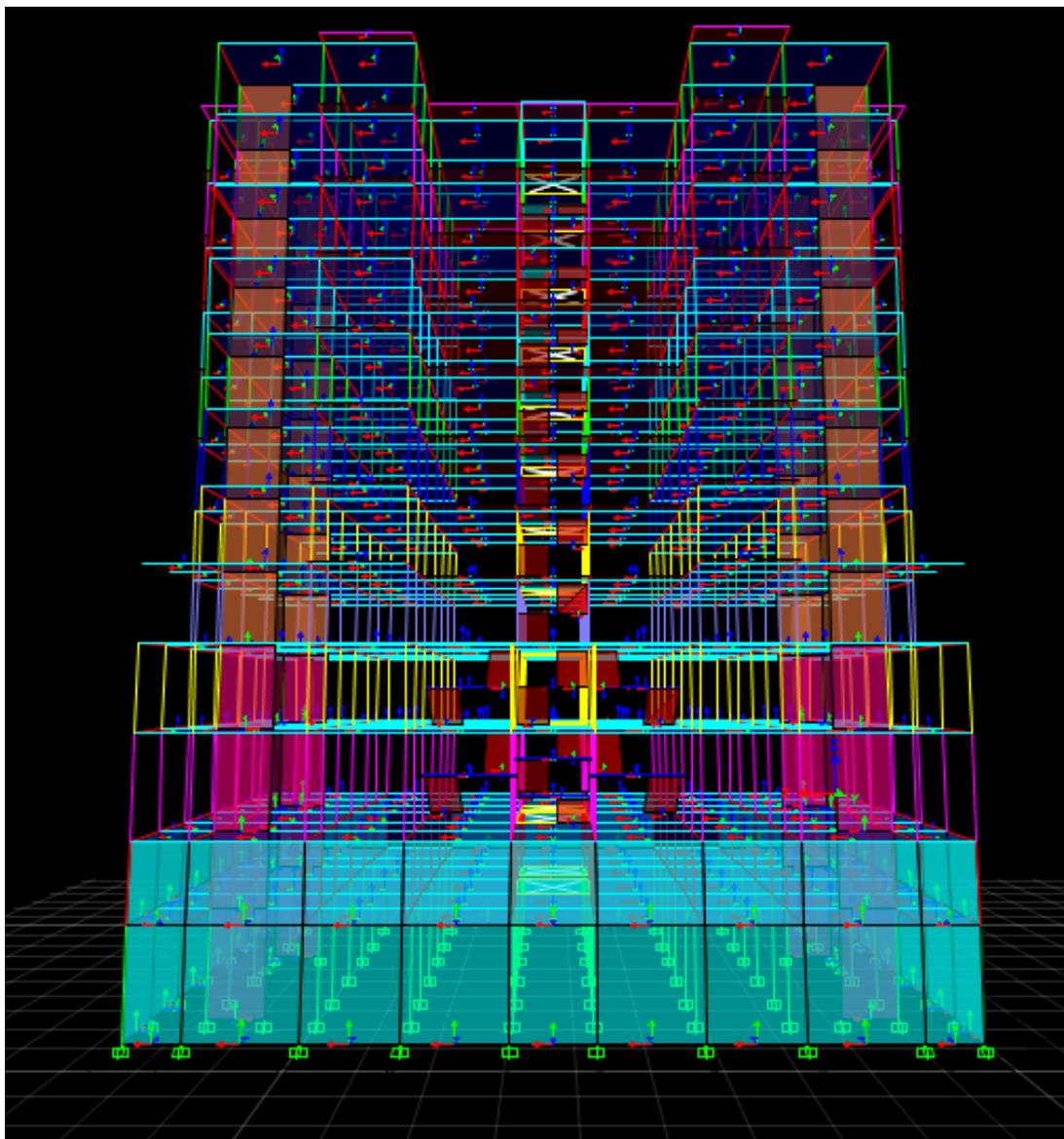


Figure IV.3 : vue en 3D du modèle obtenu par logiciel Etabs V16

➤ Analyse modale

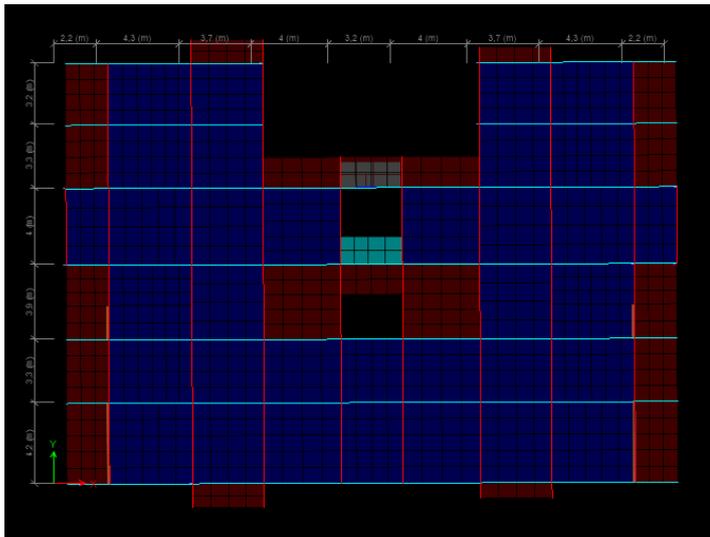


Figure IV.4 : le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

Le deuxième mode est un mode de translation suivant



Figure IV.5 : translation suivant l'axe Y-Y

Le troisième mode est un mode de rotation selon Z-Z

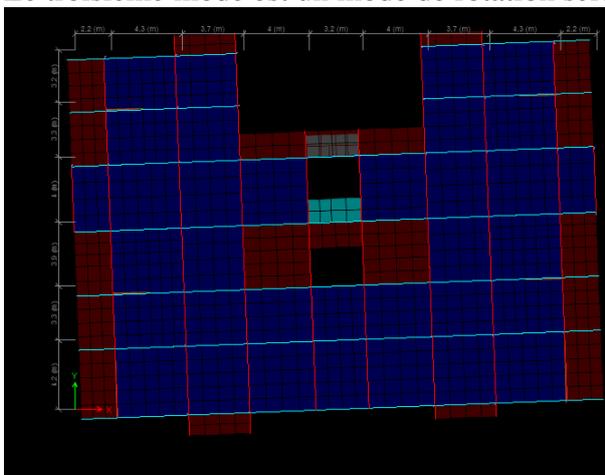


Figure IV.6 : vue en plan de 3eme mode de torsion selon l'axe Z-Z

**Commentaire**

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 3<sup>ème</sup> mode

**IV.3 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003**

**IV.3.1 Période de vibration et participation massique**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.2 : période et taux de participation massique de la structure

TABLE: Modal Participation Mass Ratios							
Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,003	0,6846	0,00000117	0	0,6846	1,17E-06
Modal	2	0,906	1,564E-06	0,652	0	0,6846	0,652
Modal	3	0,803	0,0035	0,00002971	0	0,6881	0,6521
Modal	4	0,358	0,1599	0	0	0,848	0,6521
Modal	5	0,295	0	0,1827	0	0,848	0,8347
Modal	6	0,257	0,0003	3,161E-06	0	0,8483	0,8347
Modal	7	0,19	0,0637	1,111E-06	0	0,9121	0,8347
Modal	8	1,48E-01	7,04E-07	0,0799	0	0,9121	0,9147
Modal	9	0,128	2,735E-06	0	0	0,9121	0,9147
Modal	10	0,122	0,0378	1,731E-06	0	0,9499	0,9147
Modal	11	0,11	0,00E+00	0,0016	0	0,9499	0,9162
Modal	12	0,108	0,002	0	0	0,9519	0,9162

**Remarque ;** Dans le tableau (IV.2). On constate que la période obtenue numériquement est inférieure à celle calculer empiriquement majorée de 30%. Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment pour le mode 7 au 15<sup>ème</sup> mode et pour le mode 2 elle est atteinte au 8<sup>ème</sup> mode.

**IV.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base**

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant (Vst et majoré de 1.15) :

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X	3362,4383	3362.2558	<b>vérifiée</b>
Sens Y	3187,5856	3124.9991	<b>vérifiée</b>

**IV.3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

*Sous charges verticales :*

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

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

## Vérification des interactions verticales

Tableau IV.4 : interaction vertical

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	Portiques 80 %	voiles 20%	
S/Sol 2	-59670,8075	-9447,9419	86,3309	13,6691	<b>vérifiée</b>
S/Sol 1	-52636,2238	-8471,3591	86,1370	13,8630	<b>vérifiée</b>
RDC	-56320,1991	-8740,6684	86,5654	13,4346	<b>vérifiée</b>
Etage service	-47648,9969	-7998,5279	85,6264	14,3736	<b>vérifiée</b>
Etage 1	-41639,1991	-6823,3389	85,9204	14,0796	<b>vérifiée</b>
Etage 2	-35412,4235	-5959,0741	85,5962	14,4038	<b>vérifiée</b>
Etage 3	-29994,0254	-5281,5196	85,0278	14,9722	<b>vérifiée</b>
Etage 4	-24684,355	-4582,945	84,3411	15,6589	<b>vérifiée</b>
Etage 5	-19544,5272	-3802,9374	83,7116	16,2884	<b>vérifiée</b>
Etage 6	-14547,7773	-2955,8558	83,1129	16,8871	<b>vérifiée</b>
Etage 7	-9710,5503	-2025,3485	82,7423	17,2577	<b>vérifiée</b>
Etage 8	-4959,6676	-1090,1262	81,9808	18,0192	<b>vérifiée</b>

## Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

## Vérification des interactions horizontales

## Sous charges horizontales :

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

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

Sens X-X

Tableau IV.5 : interaction horizontale selon X-X

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
S/Sol 2	1361,8532	1951,500	3313,3532	41,10	58,90	<b>vérifiée</b>
S/Sol 1	2164,9829	977,6391	3142,622	68,89	31,11	<b>vérifiée</b>
RDC	1870,5684	1012,4062	2882,9746	64,88	35,12	<b>vérifiée</b>
Etage service	1921,172	623,7456	2544,9176	75,49	24,51	<b>vérifiée</b>
Etage 1	1825,1481	753,7894	2578,9375	70,77	29,23	<b>vérifiée</b>
Etage 2	1543,0001	743,5381	2286,5382	67,48	32,52	<b>vérifiée</b>
Etage 3	1520,5978	571,7738	2092,3716	72,67	27,33	<b>vérifiée</b>
Etage 4	1249,4213	631,0292	1880,4505	66,44	33,56	<b>vérifiée</b>
Etage 5	1175,7398	461,3709	1637,1107	71,82	28,18	<b>vérifiée</b>
Etage 6	863,1505	480,4234	1343,5739	64,24	35,76	<b>vérifiée</b>
Etage 7	744,461	294,8709	1039,3319	71,63	28,37	<b>vérifiée</b>

<b>Etage 8</b>	524,3864	208,2866	732,673	71,57	28,43	<b>vérifiée</b>
----------------	----------	----------	---------	-------	-------	-----------------

Tableau IV.6 : interaction horizontale selon Y-Y

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
<b>S/Sol 2</b>	809,9465	2334,6981	3124.6446	25.3	74.7	<b>vérifiée</b>
<b>S/Sol 1</b>	1231,5575	1819,9316	3051.4891	40.4	59.6	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	1069,4717	1611,5584	2681.2301	39.9	60.1	<b>vérifiée</b>
<b>Etage service</b>	1469,546	951,6887	2421.4347	60.7	39.3	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	1335,1508	1150,0873	2485.2381	53.7	46.3	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	1283,9089	976,6401	2264.549	56.9	43.1	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	1113,1662	951,9416	2065.1078	53.9	46.1	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	1102,0014	750,8667	1852.8681	59.4	40.6	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	886,6022	733,045	1619.6472	54.7	45.3	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	824,9633	545,8465	1370.8098	60.2	39.8	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	591,5341	459,9198	1051.653	56.3	43.7	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	568,5741	213,7659	782.34	72.7	27.3	<b>vérifiée</b>

**Remarque**

On constate dans les résultats résumés dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

**IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit**

pour éviter et limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ARTIV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \cdot B} \leq 0,3$$

**N** : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B** : l'aire (section brute) de cette dernière.

**f<sub>cj</sub>**: La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudié.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.7 : vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm <sup>2</sup> )		v	Observation
<b>S/Sol 2</b>	-2166,6181	60	60	0,24	<b>Vérifiée</b>
<b>S/Sol 1</b>	-2057,4663	55	60	0,25	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	-1969,2187	55	55	0,26	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage service</b>	-1762,8628	50	55	0,26	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	-1578,6423	50	50	0,25	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	-1287,554	45	50	0,23	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	-1054,1006	45	45	0,21	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	-845,3878	40	45	0,19	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	-655,303	40	40	0,16	<b>Vérifiée</b>

<b>Etage 6</b>	-480,6284	35	40	0,14	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	-320,1012	35	35	0,10	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	-185,5399	30	35	0,07	<b>Vérifiée</b>

**Remarque :**

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment

**IV.3.5. Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA99 (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon X-X

Tableau IV.8 : les déplacements entres étages selon X-X

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	hk (m)	$\Delta_k / hk$ (%)	Observation
<b>S/Sol 2</b>	0,001284	0,00642	0	0,0064200	4,27	0,0015035	<b>Vérifiée</b>
<b>S/Sol 1</b>	0,002873	0,014365	0,00642	0,0079450	3	0,0026483	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0,005455	0,027275	0,014365	0,0129100	4,08	0,0031642	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage service</b>	0,007769	0,038845	0,027275	0,0115700	3,4	0,0034029	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,010123	0,050615	0,038845	0,0117700	3,06	0,0038464	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,0125	0,0625	0,050615	0,0118850	3,06	0,0038840	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,014855	0,074275	0,0625	0,0117750	3,06	0,0038480	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,01717	0,08585	0,074275	0,0115750	3,06	0,0037827	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,019356	0,09678	0,08585	0,0109300	3,06	0,0035719	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	0,021407	0,107035	0,09678	0,0102550	3,06	0,0033513	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	0,023261	0,116305	0,107035	0,0092700	3,06	0,0030294	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	0,024963	0,124815	0,116305	0,0085100	3,06	0,0027810	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.9 : les déplacements entrent étages selon Y-Y

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	hk (m)	$\Delta_k / hk$ (%)	Observation
<b>S/Sol 2</b>	0,000797	0,003985	0	0,0039850	4,27	0,0009333	<b>Vérifiée</b>
<b>S/Sol 1</b>	0,001792	0,00896	0,003985	0,0049750	3	0,0016583	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0,003546	0,01773	0,00896	0,0087700	4,08	0,0021495	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage service</b>	0,005254	0,02627	0,01773	0,0085400	3,4	0,0025118	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,007035	0,035175	0,02627	0,0089050	3,06	0,0029101	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,00893	0,04465	0,035175	0,0094750	3,06	0,0030964	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,010886	0,05443	0,04465	0,0097800	3,06	0,0031961	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,012822	0,06411	0,05443	0,0096800	3,06	0,0031634	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,014711	0,073555	0,06411	0,0094450	3,06	0,0030866	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	0,016498	0,08249	0,073555	0,0089350	3,06	0,0029199	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	0,018177	0,090885	0,08249	0,0083950	3,06	0,0027435	<b>Vérifiée</b>

<b>Etage 8</b>	0,019732	0,09866	0,090885	0,0077750	3,06	0,0025408	<b>Vérifiée</b>
----------------	----------	---------	----------	-----------	------	-----------	-----------------

**Commentaire**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$\Delta_{k \text{ max}} = 0.0978\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

**V.3.6. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ**

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0, 1$$

**P<sub>k</sub>**: 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<sub>k</sub>** =  $\sum_{i=k}^n F_i$  : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>**: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>**: Hauteur de l’étage « k ».

**Remarque**

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : vérification des effets de second ordres sens X-X

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
S/Sol 2	0,006420	75636,537	3362,4383	4,27	0,033821	<b>Vérifiée</b>
S/Sol 1	0,007945	65371,776	3259,765	3	0,053110	<b>Vérifiée</b>
RDC	0,012910	56854,595	3103,6026	4,08	0,057965	<b>Vérifiée</b>
Etage service	0,011570	48851,869	2893,0059	3,4	0,057463	<b>Vérifiée</b>
Etage 1	0,011770	42426,718	2697,1673	3,06	0,060504	<b>Vérifiée</b>
Etage 2	0,011885	36313,081	2472,0432	3,06	0,057054	<b>Vérifiée</b>
Etage 3	0,011775	30989,022	2260,3574	3,06	0,052756	<b>Vérifiée</b>
Etage 4	0,011575	25751,347	2029,3891	3,06	0,047999	<b>Vérifiée</b>
Etage 5	0,010930	20600,845	1761,8766	3,06	0,041765	<b>Vérifiée</b>
Etage 6	0,010255	15526,401	1453,2162	3,06	0,035806	<b>Vérifiée</b>
Etage 7	0,009270	10528,801	1095,7038	3,06	0,029110	<b>Vérifiée</b>
Etage 8	0,008510	5596,9315	655,4629	3,06	0,023747	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.11 : vérification des effets de seconds ordres sens Y-Y

Sens y-y						
Niveau	$\Delta k$ (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	$\theta$	Observation
S/Sol 2	0,003985	75636,537	3187,5856	4,27	0,022145	Vérifiée
S/Sol 1	0,004975	65371,776	3099,4981	3	0,034976	Vérifiée
RDC	0,008770	56854,595	2957,095	4,08	0,041328	Vérifiée
Etage service	0,008540	48851,869	2757,3738	3,4	0,044500	Vérifiée
Etage 1	0,008905	42426,718	2578,3555	3,06	0,047886	Vérifiée
Etage 2	0,009475	36313,081	2376,1808	3,06	0,047320	Vérifiée
Etage 3	0,009780	30989,022	2174,6852	3,06	0,045544	Vérifiée
Etage 4	0,009680	25751,347	1948,522	3,06	0,041807	Vérifiée
Etage 5	0,009445	20600,845	1699,7636	3,06	0,037409	Vérifiée
Etage 6	0,008935	15526,401	1417,5523	3,06	0,031982	Vérifiée
Etage 7	0,008395	10528,801	1071,8517	3,06	0,026949	Vérifiée
Etage 8	0,007775	5596,9315	630,6106	3,06	0,022551	Vérifiée

**Commentaire**

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédents indiquent que les effets du second ordre sont inférieurs à 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

# Chapitre V

## V. Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### V.1 Etude des poteaux

#### V.1.1 Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

$$* \quad 1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q+E \quad ; \quad 0,8G+E$$

$$* \quad G+Q \quad ; \quad G+Q-E \quad ; \quad 0,8G-E$$

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

#### V.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

##### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ✓  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

- (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

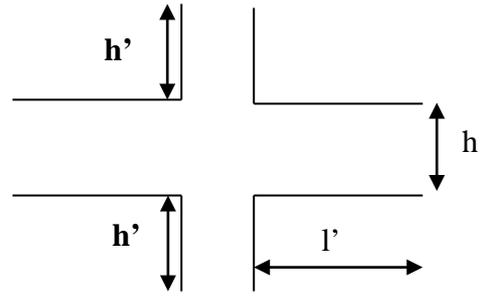


Figure V. 1 Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<b>Entre Sol 2</b>	60×60	28.80	14.4	21.6
<b>Entre Sol 1</b>	55×60	26.40	13.2	19.8
<b>RDC</b>	55×55	24.2	12.1	18.15
<b>Etage service</b>	50×55	22	11	16.5
<b>Etage 1</b>	50×50	20	10	15
<b>Etage 2</b>	45×50	18	9	13.5
<b>Etage 3</b>	45×45	16,20	8.1	12.15
<b>Etage 4</b>	40×45	14.4	7.2	10.8
<b>Etage 5</b>	40×40	12.8	6.4	9.6
<b>Etage 6</b>	35×40	11.2	5.6	8.4
<b>Etage 7</b>	35×35	9.80	4.9	7.35
<b>Etage 8</b>	30×35	8.4	4.2	6.3

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes. :

$$f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$$

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.1.3 Sollicitations dans les poteaux

- Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *Sap2000* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.
- Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	section	$N_{max}$ et $M_{corres}$		$N_{min}$ et $M_{corres}$		$M_{max}$ et $N_{corres}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
<b>S/Sol 2</b>	60×60	2464.60	16.42	-852.052	10.944	102.852	1073.086
<b>S/Sol 1</b>	55×60	2299.036	9,788	-508.806	20.334	107.076	1518.599
<b>RDC</b>	55×55	2147.457	34.452	-460.072	21.850	106.667	1334.316
<b>Etage service</b>	50×55	1912.055	62.763	-290.312	17.962	133.918	1334.316
<b>Etage 1</b>	50×50	1679.112	66.0973	-215.438	6.437	128.350	935.0285
<b>Etage 2</b>	45×50	1425.637	21.6979	-138.574	14.93	108.4461	804.1145
<b>Etage 3</b>	45×45	1198.429	18.6372	-83.464	17.569	111.278	660.2829
<b>Etage 4</b>	40×45	986.689	7.208	-60.689	15.139	91.385	333.186
<b>Etage 5</b>	40×40	786.045	7.247	-66.33	24.298	89.460	412.609
<b>Etage 6</b>	35×40	584.769	6.9306	-76.612	19.141	66.837	201.501
<b>Etage 7</b>	35×35	385.915	6.749	-68.267	17.713	61.873	134.850
<b>Etage 8</b>	30×35	217.368	5.585	-33.906	18.423	43.295	72.305

**V.1.4 Ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

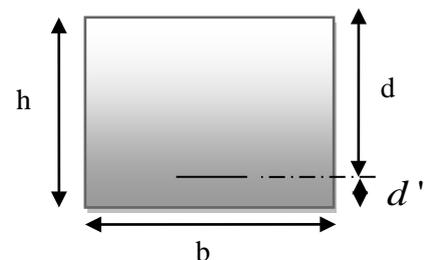
Soit le poteau de sous-sol 2 :

$h = 60\text{cm}$  ;  $b = 60\text{cm}$

$d = 57\text{cm}$  ;  $d_0 = 3\text{cm}$

$f_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $f_{bu} = 14.2\text{Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$

acier Fe E400 ;  $f_{bu} = 18,47\text{Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$



**Exemple de calcul :**

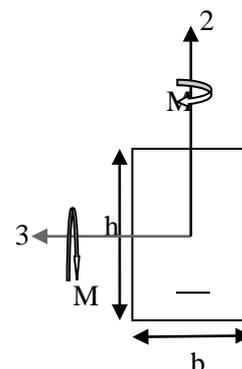
Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2464.6$  ;  $M_{cor} = 16.42\text{KN.m}$
- $M_{max} = 102.852\text{kN.m}$  ;  $N_{cor} = 1073.086\text{KN}$
- $N_{min} = 856.052\text{KN}$  ;  $M_{cor} = 10.944\text{KN.m}$

**a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$d = 57\text{cm}$  ;  $d_0 = 3\text{cm}$

$N = 2464.6\text{KN}$  (de compression)



$$M = 16.42 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0066 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.425 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 16.42 + 2464.6 \times (0.57 - 0.6/2) = 681.862 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2646.6 \times 10^{-3} \times (0.57 - 0.03) - 681.862 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6^2 \times 14.2$$

$$0.747 \geq 0.909 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{681.862 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.246$$

$$\mu_{bu} = 0.246 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.359$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.488 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{681.862 \times 10^{-3}}{0.488 \times 348} = 40.13 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -33.04 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \text{ bd } f_{t28}) / 400 = 4.1 \text{ cm}^2$$

donc en ferraille avec  $A_{\min}$

### b) Calcul sous $M_{\max}$ et $N_{\text{cor}}$ :

$$M = 102.852 \text{ KN.m}, N = 1073.086 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.095 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

(I)  $\Rightarrow 0.186 \geq 1.18$  non vérifiée  $\Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0.39258 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.109 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.144 \Rightarrow z = 0.53 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 18.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -15.9 \text{ cm}^2 \leq 0$$

En ferraille avec  $A_{\min} = 4.1 \text{ cm}^2$

### c) Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$$N_{\min} = -856.0525 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 10.944 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable  $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 60 \text{ cm}; h_1 = 0.6 \text{ cm}; d = 57 \text{ cm}$$

Situation accidentelle  $\rightarrow \gamma_s = 1; \gamma_b = 1.15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.012 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ cm} \Rightarrow N \text{ (traction) et } C \text{ à l'intérieur de la section}$$

$\Rightarrow$  Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 0.282\text{m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 0.258\text{m}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 10.22\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 11.17\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > \max(A_1, A_2)$$

⇒ Donc on ferraille avec  $A_{\min} = 18.9 \text{ cm}^2$

⇒ Alors  $A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 18.9 \text{ cm}^2$

⇒ Différente combinaisons :

Tableau V.2.1.1 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	Combin – aison	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Entre sol 2	60x60	S.P.C	ELU	-33.04	4.1	28.8	8HA20+4HA16 =33.17
		S.E.T	ELA	11.17	18.9		
		S.P.C	ELA	-15.9	4.1		
Entre sol 1	55x60	S.P.C	ELU	-28.86	3.78	26.4	4HA20+8HA16 =28.65
		S.E.T	ELA	7.30	17.32		
		S.P.C	ELA	-13.16	3.78		
RDC	55x55	S.P.C	ELU	-23.21	3.45	24.2	4HA20+8HA14 =24.88
		S.E.T	ELA	6.86	15.88		
		S.P.C	ELA	-10.54	3.45		
Etagé Sservice	50x55	S.P.C	ELU	-18.74	3.13	22	8HA16+4HA14 =22.24
		S.E.T	ELA	4.54	14.43		
		S.P.C	ELA	-5.18	3.13		
Etagé 1	50x50	S.P.C	ELU	-16.44	2.83	20	4HA16+8HA14 =20.36
		S.E.T	ELA	3.05	13.125		
		S.P.C	ELA	-3.85	2.83		
Etagé 2	45x50	S.P.C	ELU	-17.18	2.55	18	4HA16+8HA14 =20.36
		S.E.T	ELA	2.58	11.81		
		S.P.C	ELA	-3.51	2.55		
Etagé 3	45x45	S.P.C	ELU	-14.62	2.28	16.2	4HA16+8HA12 =17.09
		S.E.T	ELA	2.16	10.63		
		S.P.C	ELA	-0.8	2.28		
Etagé 4	40x45	S.P.C	ELU	-12.97	2.02	14.4	4HA16+8HA12 =17.09
		S.E.T	ELA	1.72	9.45		
		S.P.C	ELA	1.61	2.02		
Etagé 5	40x40	S.P.C	ELU	-10.42	1.78	12.8	12HA12 =13.57
		S.P.C	ELA	2.54	1.78		
		S.P.C	ELA	1.48	1.78		
Etagé 6	35x40	S.P.C	ELU	-7.77	1.56	11.2	12HA12 =13.57
		S.P.C	ELA	2.33	1.56		
		S.P.C	ELA	2.23	1.56		
Etagé 7	35x35	S.P.C	ELU	-5.06	1.35	9.8	12HA12

Etage 8	30x35	S.P.C	ELA	2.32	1.35	8.4	8HA12 =9.05
		S.P.C	ELA	3.43	1.35		
		S.P.C	ELU	-2.76	1.16		
		S.P.C	ELA	1.95	1.16		
		S.P.C	ELA	2.61	1.16		

**V1.5. Ferrailage transversale**

❖ **Exemple de calcul**

$b = 60$     $h = 60\text{cm}$ ,  $h_e = 4.27\text{m}$  ,  $V = 35.04\text{KN}$ ,  $\phi_1^{\text{min}} = 16$  mm

$l_f = 0,7 l_0$                       avec  $l_0$  : hauteur libre de l'étage.

$l_f = 2,989 m \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 4.98$

$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

$S_t$  { Zone courante  $\rightarrow 15\text{cm}$   
zone nodale  $\rightarrow 10\text{cm}$

$A_t$  { Zone courante  $\rightarrow 0.82 \text{ cm}^2$   
zone nodale  $\rightarrow 0.55 \text{ cm}^2$

$A_t^{\text{min}}$  { Zone courante  $\rightarrow 1.74 \text{ cm}^2$   
zone nodale  $\rightarrow 1.74 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : { Zone courante  $\rightarrow 8\text{HA}10 = 6,28\text{cm}^2$   
Zone nodale  $\rightarrow 8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.2.1.2 Ferrailage transversal des poteaux les plus sollicités de chaque

Section (cm <sup>2</sup> )	$\phi_{l^{\text{min}}}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$V_u$	$\rho$	t zone n (cm)	t zone co (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
60x60	1.2	210	4.98	35.04	3.75	10	15	0.82	2.75	6HA8
55x60	1.6	298	3.5	72.60	3.75	10	10	1.70	4.05	6HA10
55x55	1.4	285.6	5.19	80.83	2.5	10	15	1.35	2.07	6HA8
50x55	1.4	238	4.32	131.9	3.75	10	15	3.37	3.87	6HA10
50x50	1.4	214.2	3.57	129.3439	3.75	10	10	3.63	3.28	6HA10
45x50	1.4	214.2	4.28	78.093	3.75	10	15	2.2	3.6	6HA10
45x45	1.2	214.2	4.76	74.9114	3.75	10	15	2.34	2.43	6HA8
40x45	1.2	214.2	4.76	61.3627	3.75	10	15	1.92	2.43	6HA8
40x40	1.2	214.2	5.35	60.1687	2.5	10	15	1.41	1.8	6HA8
35x40	1.2	214.2	5.35	44.762	2.5	10	15	1.05	1.8	6HA8
35x35	1.2	214.2	6.12	41.0578	2.5	10	15	1.1	1.57	6HA8
30x35	1.2	214.2	6.12	30.4128	2.5	10	15	0.81	1.57	4HA8

**V.1.6. Vérifications relatives aux poteaux :**

1) **Vérification des armatures transversales :**

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\text{max}}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.2.2.3 Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	$\phi_{l\text{max}}$ (mm)	$\frac{\phi_{l\text{max}}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{\text{courant}}$ (mm)	Observation
--------	---------------------------	-------------------------------------	--------------------------------	-------------

Entre sol 2	20	6,67	8	Vérifiée
Entre sol 1	20	6,67	10	Vérifiée
RDC	20	6,67	8	Vérifiée
E service	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 1	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 2	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 3	16	5,33	8	Vérifiée
Etage 4	16	5,33	8	Vérifiée
Etage 5	12	4	8	Vérifiée
Etage 6	12	4	8	Vérifiée
Etage 7	12	4	8	Vérifiée
Etage 8	12	4	8	Vérifiée

**Remarque**

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

**2) 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 :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : Section réduite du poteau.

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 est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2.4 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	Nu (KN)	I <sub>f</sub> (cm)	A	Λ	α	B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r</sub> <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )		Observation
	Cm <sup>2</sup>						B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
Entre sol2	60×60	7451.81	210	28.8	12.11	0,83	0,324	0,31	Vérifiée
Entre sol1	55×60	6597.42	298	26.4	18.74	0.804	0,296	0,291	Vérifiée
RDC	55×55	6051.71	285.6	24.2	17.93	0,808	0,27	0,269	Vérifiée
E service	50×55	5513.81	238	22	16.45	0,814	0,244	0,237	Vérifiée

<b>Etage 1</b>	<b>50×50</b>	5033.29	214.2	20	14.81	0,82	0,221	0,220	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	<b>45×50</b>	4458.72	214.2	18	16.45	0,814	0,197	0,191	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	<b>45×45</b>	3987.29	214.2	16.2	16.45	0,814	0,176	0,171	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	<b>40×45</b>	3477	214.2	14.4	18.5	0,805	0,155	0,151	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	<b>40×40</b>	3075.54	214.2	12.8	18.5	0,805	0,137	0,134	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	<b>35×40</b>	2605.18	214.2	11.2	21.14	0,79	0,118	0,115	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	<b>35×35</b>	2255.68	214.2	9.8	21.14	0,79	0,102	0,099	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	<b>30×35</b>	418.64	214.2	8.4	24.66	0.77	0.086	0.019	<b>Vérifiée</b>

**Remarque**

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

3) **Vérification des contraintes :**

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15 [ A'(y-d') - A(d-y) ]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2.2.5 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m <sup>2</sup> )	q (m <sup>3</sup> )	μ <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>sc</sub> MPa	Observat - ion
Entre sol 2	60×60	1785.03	12.10	SPC	0.31	-0.16	-0.088	0.243	4.58	68.61	Vérifiée
Entre sol 1	55×60	1664.84	6.92	SPC	0.30	-0.15	-0.089	0.218	4.57	68.47	Vérifiée
RDC	55×55	1554.31	25	SPC	0.29	-0.16	-0.071	0.202	5.03	75.01	Vérifiée
E service	50×55	1383.59	45.49	SPC	0.31	-0.20	-0.076	0.207	5.40	80.20	Vérifiée
Etage 1	50×50	1226.94	47.78	SPC	0.29	-0.18	-0.060	0.184	5.53	81.93	Vérifiée
Etage 2	45×50	1030.97	16.06	SPC	0.26	-0.13	-0.054	0.137	4.47	66.65	Vérifiée
Etage 3	45×45	866.92	13.78	SPC	0.24	-0.11	-0.039	0.113	4.26	63.43	Vérifiée
Etage 4	40×45	714.11	5.16	SPC	0.23	-0.15	-0.026	0.966	0.41	6.13	Vérifiée
Etage 5	40×40	569.35	5.19	SPC	0.21	-0.13	-0.019	0.784	0.37	5.60	Vérifiée
Etage 6	35×40	424.13	4.78	SPC	0.21	-0.08	-0.027	0.067	2.90	43.28	Vérifiée
Etage 7	35×35	280.63	4.91	SPC	0.19	-0.06	-0.02	0.056	2.32	34.27	Vérifiée
Etage 8	30×35	158.90	4.09	SPC	0.20	-0.09	-0.02	0.053	1.68	24.75	Vérifiée

**Remarque**

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

4) **Vérification au cisaillement :**

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2.6 Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (m)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Entre sol 2	60×60	2.10	4.98	0,04	0,57	35.04	0,106	1	Vérifiée
Entre sol 1	55×60	2.98	3.5	0,04	0,57	72.60	0,231	1	Vérifiée
RDC	55×55	2.856	5.19	0,075	0,52	80.83	0,243	1.87	Vérifiée
E service	50×55	2.38	4.32	0,04	0,52	131.9	0,283	1	Vérifiée
Etage1	50×50	2.142	3.57	0,04	0,47	129.3439	0,550	1	Vérifiée
Etage2	45×50	2.142	4.28	0,04	0,47	78.093	0,370	1	Vérifiée
Etage3	45×45	2142	4.76	0,04	0,42	74.9114	0,396	1	Vérifiée
Etage4	40×45	2142	4.76	0,04	0,42	61.3627	0,365	1	Vérifiée
Etage5	40×40	2142	5.35	0,075	0,37	60.1687	0,406	1.87	Vérifiée
Etage6	35×40	2142	5.35	0,075	0.37	44.762	0,346	1.87	Vérifiée
Etage7	35×35	2142	6.12	0,075	0,32	41.0578	0,367	1.87	Vérifiée
Etage8	30×35	2142	6.12	0,075	0.32	30.4128	0.316	1.87	Vérifiée

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.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi$  :

Pour  $\phi = 20$  mm  $\rightarrow lr = 40 \times 2 = 80$ cm  $\Rightarrow$  On adopte :  $lr = 80$ cm.

Pour  $\phi = 16$  mm  $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm  $\Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65$ cm.

Pour  $\phi = 14$  mm  $\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56$ cm  $\Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60$ cm

Pour  $\phi = 12$  mm  $\rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48$ cm  $\Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50$ cm

V.1.7. Schéma de ferrailage :

Tableau V.2.3 schéma de ferrailage dans les différents poteaux

Entre sol 2	Entre sol 1	RDC
Etage service	Etage 1,2	Etage 3,4
Etage 5,6,7	Etage 8	

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)
- G+Q±E (ELA)

0.8G±E

(ELA)

**V.2.1.Recommandations**

- **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1
  - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
  - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
    - 4% de la section du béton en zone courante.
    - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
  - La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone II<sub>a</sub>.
  - Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
  - Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

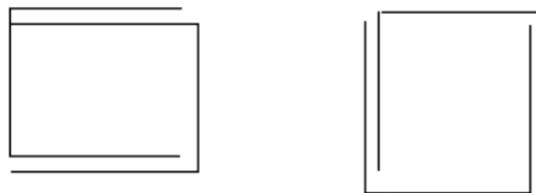


Figure V.3.1 Armature transversale dans la zone nodale

➤ **Armatures transversales** : RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times b$

Avec  $St$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

**V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres****A) Ferrailage longitudinale**❖ **Poutres principales**

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec :  $b = 30\text{cm}$  ,  $h = 35\text{cm}$  ,  $d = 33\text{cm}$

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.3.2.1 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage
Entre sol 1, sol 2	Travée	50.97	0.8G+Ey max(B51)	4.04	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-48.57	G+Q+Ey min(B9)	3.84	5.25	5.65	5HA12
RDC, E service	Travée	59.50	0.8G+Ey max(B51)	4.75	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-71.72	G+Q+Ey min(B9)	5.80	5.25	6.79	6HA12
Etage 1,2	Travée	65.35	0.8G+Ey max(B51)	5.25	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-81.09	G+Q+Ey min(B9)	6.62	5.25	6.79	6HA12
Etage 3,4	Travée	62.63	0.8G+Ey max(B51)	5.02	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-81.63	G+Q+Ey min(B9)	6.67	5.25	6.79	6HA12
Etage 5,6	Travée	51.63	0.8G+Ey max(B8)	4.09	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-76.82	G+Q+Ey min(B9)	6.24	5.25	6.79	6HA12
Etage 7,8	Travée	46,52	0.8G+Ey max(B8)	3,67	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-67.57	G+Q+Ey min(B9)	5.44	5.25	5.65	5HA12

## ❖ Poutres secondaire

b = 30cm , h = 35cm , d = 33cm

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.3.2.2 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage
Entre sol 1, sol 2	Travée	59.84	0.8G+Ey max(B70)	7.78	5.25	8.01	3HA14+3HA12
	Appuis	-48.21	G+Q+Ey min(B70)	3.81	5.25	6.79	6HA12
RDC, E service	Travée	87.33	0.8G+Ey max(B91)	7.17	5.25	8.01	3HA14+3HA12
	Appuis	-86.61	G+Q+Ey min(B91)	7.11	5.25	8.01	3HA14+3HA12
Etage 1,2	Travée	35.07	0.8G+Ey max(B88)	2.73	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-51.39	ELU(B106)	4.06	5.25	5.65	5HA12
Etage 3,4	Travée	29.91	0.8G+Ey max(B88)	2.31	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-43.20	G+Q+Ey min(B82)	3.39	5.25	5.65	5HA12
Etage 5,6	Travée	24.91	0.8G+Ey max(B84)	1.92	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-38.82	G+Q+Ey min(B82)	3.04	5.25	5.65	5HA12
Etage 7,8	Travée	19.72	0.8G+Ey max(B84)	1.51	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-32.04	G+Q+Ey min(B82)	3.04	5.25	5.65	5HA12

## B) Ferrailage transversale

❖ Calcul de  $\phi_t$ 

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 10; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements  $S_t$

**En zone nodale:**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

**En zone courantes:**  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$A_t > A_t^{\min}$  Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

**Calcul des longueurs de recouvrement**

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$

**V.2.3. Les Vérifications nécessaire**

▪ à l'ELU

**1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

✓ En zone de recouvrement  $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

{ Poutres principales  $\rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

{ Poutre secondaire  $\rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

✓ En zone courante  $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

{ Poutres principales  $\rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

{ Poutre secondaire  $\rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

**2) Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.3.1 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	$V_{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Entre sol 1 Sol 2	Principale	56.04	0.566	3.33	Vérifiée
	Secondaire	77.72	0.785	3.33	Vérifiée
RDC, E service	Principale	80.28	0.811	3.33	Vérifiée
	Secondaire	152.84	1.544	3.33	Vérifiée
Etage 1,2	Principale	85.44	0.863	3.33	Vérifiée
	Secondaire	65.86	0.665	3.33	Vérifiée
Etage 3,4	Principale	85.04	0.859	3.33	Vérifiée
	Secondaire	55.75	0.563	3.33	Vérifiée
Etage 5,6	Principale	78.08	0.789	3,33	Vérifiée
	Secondaire	45.56	0.460	3,33	Vérifiée
Etage 7,8	Principale	66.73	0.674	3,33	Vérifiée
	Secondaire	34.35	0.347	3,33	Vérifiée

▪ à l'ELS

**3) Etat limite de compression de béton**

La condition a vérifié est la suivante :

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

Tableau V.3.3.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M <sub>ser</sub> (KN. m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (m <sup>4</sup> ) *10 <sup>-4</sup>	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Observation
Entre sol 1 Sol 2	Principales	Travée	12.85	5.65	11.11	5.43	2.61	15	Vérifiée
		Appuis	-17.90	5.65	11.11	5.43	3.66		Vérifiée
	Secondaires	Travée	15.67	8.01	12.73	6.99	2.85		Vérifiée
		Appuis	-19.24	6.79	11.95	6.21	3.69		Vérifiée
RDC, E service	Principales	Travée	19.04	5.65	11.11	5.43	3.88		Vérifiée
		Appuis	-26.97	6.79	11.95	6.21	5.17		Vérifiée
	Secondaires	Travée	22.78	8.01	12.73	6.99	4.14		Vérifiée
		Appuis	-20.30	8.01	12.73	6.99	3.69		Vérifiée
Etage 1,2	Principales	Travée	11.20	5.68	11.14	5.45	2.28		Vérifiée
		Appuis	-21.24	6.79	11.95	6.21	4.07		Vérifiée
	Secondaires	Travée	9.97	5.68	11.14	5.45	2.02		Vérifiée
		Appuis	-36.52	5.68	11.14	5.45	7.45		Vérifiée
Etage 3,4	Principales	Travée	11.86	5.68	11.14	5.45	2.41	Vérifiée	
		Appuis	-22.70	6.79	11.95	6.21	4.36	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	10.33	5.68	11.14	5.45	2.10	Vérifiée	
		Appuis	-16.81	5.68	11.14	5.45	3.43	Vérifiée	
Etage 5,6	Principales	Travée	12.91	5.68	11.14	5.45	10.63	Vérifiée	
		Appuis	-24.16	6.79	11.95	6.21	4.65	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	10.75	5.68	11.14	5.45	2.20	Vérifiée	
		Appuis	-16.71	5.68	11.14	5.45	3.47	Vérifiée	
Etage 7,8	Principales	Travée	12.91	5.68	11.14	5.45	2.65	Vérifiée	
		Appuis	24.16	5.68	11.14	5.45	4.90	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	13.74	5.68	11.14	5.45	2.79	Vérifiée	
		Appuis	-16.56	5.68	11.14	5.45	3.37	Vérifiée	

4) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.3.3.3 : vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h <sub>t</sub> (cm)	B (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>tser</sub> (KN. m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
principale	35	30	4.2	5.65	11.20	0,083 ≥ 0,062	0,083 ≥ 0,046	0,005 ≤ 0,01
secondaire	35	30	4.3	5.65	9.97	0,081 ≥ 0,062	0,081 ≥ 0,038	0,005 ≤ 0,01

Remarque

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M<sub>0</sub> et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

5) **Vérification de la zone nodale**

RPA99/2003Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagée d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forme dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifiée la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

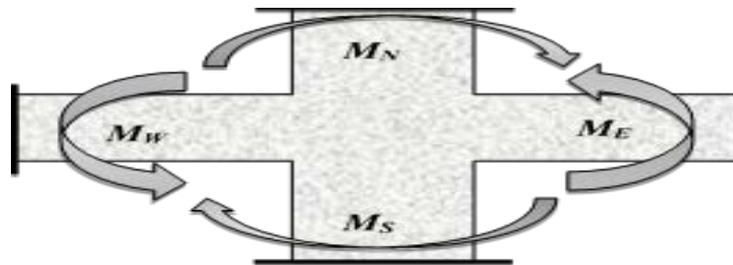


Figure V.3.2 : Moments résistants au niveau de La zone nodale.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Tableau V.3.3.4 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(cm)	z(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> De barres / face	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN. m)
Entre sol 2	58	52.2	11.43	3HA20+1HA16	400	238.658
Entre sol 1	58	52.2	10.3	2HA20+2HA16	400	215.064
RDC	53	47.7	9.36	2HA20+2HA14	400	178.589
E service	53	47.3	7.57	3HA16+1HA14	400	143.224
Etage 1	48	43.2	7.1	2HA16+2HA14	400	122.688
Etage 2	48	43.2	7.1	2HA16+2HA14	400	122.688
Etage 3	43	38.7	6.28	2HA16+2HA12	400	97.214
Etage 4	43	38.7	6.28	2HA16+2HA12	400	97.214
Etage 5	38	34.2	4.52	4HA12	400	61.834
Etage 6	38	34.2	4.52	4HA12	400	61.834
Etage 7	33	29.7	4.52	4HA12	400	53.698
Etage 8	33	29.7	3.39	3HA12	400	40.273

Tableau V.3.3.5 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>r</sub> (KN. m)
Entre sol1+ sol 2	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122
RDC + E service	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	6.79	400	80.665
Etage 1,2	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	6.79	400	80.665
Etage 3,4	Travée	33	29.4	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	6.79	400	80.665
Etage 5,6	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	6.79	400	80.665
Etage 7,8	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122

Tableau V.3.3.6 : Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_r$ (KN. m)
Entre sol 1+ sol 2	Travée	33	29.7	8.01	400	95.159
	Appui	33	29.7	6.79	400	80.665
RDC + E service	Travée	33	29.7	8.01	400	95.159
	Appui	33	29.7	8.01	400	95.159
Etage 1,2	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122
Etage 3,4	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122
Etage 5,6	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122
Etage 7,8	Travée	33	29.7	5.65	400	67.122
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.122

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.3.3.7 : Vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	$M_N$ (KN. m)	$M_S$ (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	$M_E$ (KN. m)	$M_W$ (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	215.064	238.658	453.72	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
RDC	178.589	215.064	393.65	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
E service	143.224	178.589	321.82	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 1	122.688	143.224	265.91	80.665	80.665	201.66	Vérifiée
Etage 2	122.688	122.688	245.37	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 3	97.214	122.688	220.00	80.665	80.665	201.66	Vérifiée
Etage 4	97.214	97.214	194.42	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 5	61.834	97.214	159.05	80.665	80.665	161.33	P.Vérifiée

Tableau V.3.3.8 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	$M_N$ (KN. m)	$M_S$ (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	$M_E$ (KN. m)	$M_W$ (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	215.064	238.658	453.72	95.159	95.159	237.89	Vérifiée
RDC	178.589	215.064	393.65	80.665	80.665	201.66	Vérifiée
Etage 1	143.224	178.589	321.82	80.665	80.665	201.66	Vérifiée
Etage 2	122.688	143.224	265.91	95.159	95.159	237.89	Vérifiée
Etage 3	122.688	122.688	245.37	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 4	97.214	122.688	220.00	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 5	97.214	97.214	194.42	67.122	67.122	167.80	Vérifiée
Etage 6	61.834	97.214	159.05	67.122	67.122	167.80	P.Vérifiée

#### Remarque

- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

**Exemple de ferrailage d'une poutre principale du sol 1 et sol 2.**

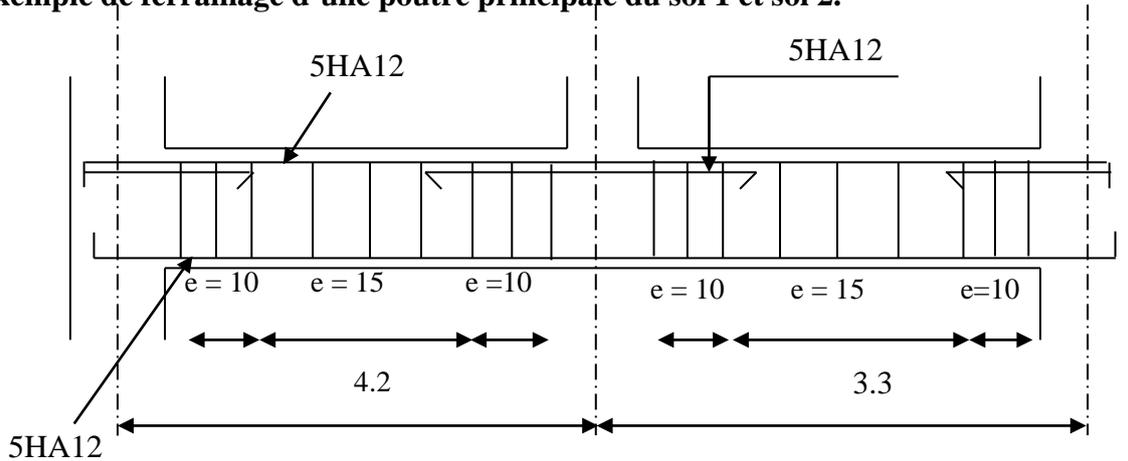


Figure V.3.3 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres

**V.3. Etude des voiles**

**V.3.1. Introduction :**

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ( $e \times l$ ), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖  $1.35G+1.5Q$  (ELU)
- ❖  $G+Q\pm E$  (ELA)
- ❖  $0.8G\pm E$  (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

**V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003**

**A) Armatures verticales**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

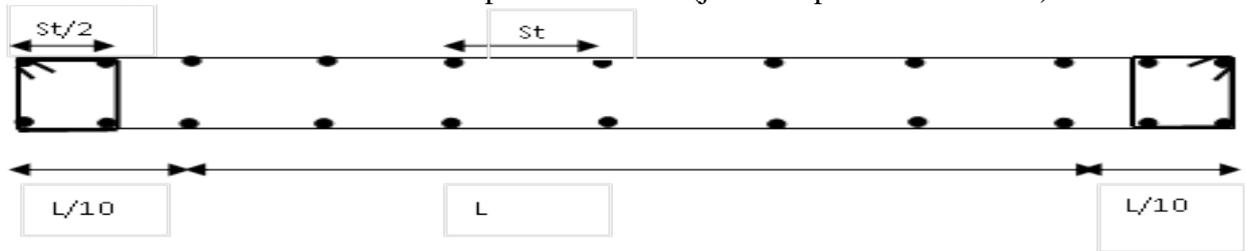
- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).



**B) Armatures Horizontales**

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>.

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

**V.3.3. Ferrailage des voiles**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

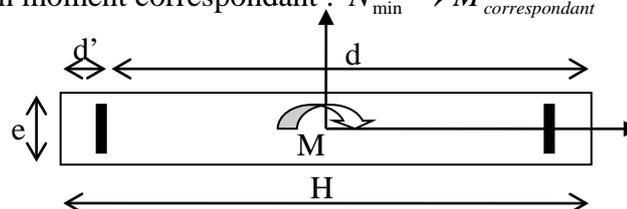


Figure. V.4.1 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$ .

- $A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.  
( $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ )
- $A_v^{\min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.  
( $A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.  
( $A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$ )
- $A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : Section d'armature horizontale calculée.
- $A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- $N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.
- $L_t$  : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left( 1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- $L_c$  : longueur de la zone comprimée.  $L_c = L - 2L_t$

### V.3.4 Les Sollicitation et le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :

Tableau V.4.3.1 : Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre Sol 1,2,rdc,E service	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1612.4 → 1947.2	SPC	8.08	3.1	1.4	0.78	0.7	6.75
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 1947.2 → 1612.4	SPC	8.08	3.1	1.4	0.78	0.7	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 220.9 → 1257.3	SPC	13.75	4.2	0.3	1.05	0.15	
Etage 1,2,3,4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1194.1 → 17.36	SPC	0	3.24	0.13	1.08	0.09	5.06
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 337.3 → 1052.5	SPC	0	0.49	2.88	0.16	1.92	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 268.9 → 171.8	SPC	0	1.4	1.98	0.47	1.32	
Etage 5,6,7,8	$N_{max} \rightarrow M_c$ 686.2 → 107.2	SPC	0	1.97	1.41	0.66	0.94	5.06
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 233.7 → 629.5	SPC	0	0.03	3.34	0.01	2.23	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 67.5 → 19.0	SPC	0	0.84	2.53	0.28	1.69	

Tableau V.4.3.2 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx<sub>1</sub>

Niveaux	A <sub>v/face</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>verticale</sup> (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>Horizont</sup> (cm)
Entre Sol 1,2, RDC, E service	9HA14 =13.84 cm <sup>2</sup>	25	602.5	2.6	0.6	6HA8 =3.02 cm <sup>2</sup>	15
Etage 1,2,3,4	9HA10 =7.07 cm <sup>2</sup>	25	196.49	0.45	0.85	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
Etage 5,6,7,8	9HA10 =7.07 cm <sup>2</sup>	25	154.51	0.67	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.3 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx<sub>2</sub> dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A <sub>ZT</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>T</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>C</sup> (cm <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	A <sub>min</sub> <sup>tot</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entre Sol 1,2,rdc, E service	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 1815.9→1936.4	SPC	5.83	2.92	1.58	0.73	0.79	6.75
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 1936.4→1815.9	SPC	5.83	2.92	1.58	0.73	0.79	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 383.6→1261.0	SPC	11.71	3.99	0.51	1	0.26	
Etage 1,2,3,4	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 1174.8→42.6	SPC	0	3.05	0.33	1.02	0.22	5.06
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 355.9→675.9	SPC	0	0.97	2.4	0.32	1.6	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 268.6→271.2	SPC	0.85	2.77	0.6	0.92	0.4	
Etage 5,6,7,8	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 686.3→107.9	SPC	0	1.96	1.41	0.65	0.94	5.06
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 234.3→372.9	SPC	0	1.36	2.01	0.45	1.34	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 67.6→141.7	SPC	0.85	2.77	0.6	0.92	0.4	

Tableau V.4.3.4 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx<sub>2</sub>

Niveaux	A <sub>v/face</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>verticale</sup> (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>Horizont</sup> (cm)
Entre Sol 1,2, RDC, E service	8HA14 =12.32 cm <sup>2</sup>	27	588.1	0.87	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
Etage 1,2,3,4	8HA10=6.28 cm <sup>2</sup>	27	200.3	0.87	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
Etage 5,6,7,8	8HA10 =6.28 cm <sup>2</sup>	27	154.25	0.67	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.5 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx<sub>3</sub> dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A <sub>ZT</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>T</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>C</sup> (cm <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	A <sub>min</sub> <sup>tot</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entre	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 1910.4→2103.7	SPC	7.89	2.77	1.53	0.74	0.77	

<b>Sol 1,2,rdc, E service</b>	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2103.7→1910.4	SPC	7.89	2.77	1.53	0.74	0.77	6.75
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 210.1→1394.9	SPC	15.45	4.25	0.25	1.06	0.13	
<b>Etage 1,2,3,4</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1111.8→80.4	SPC	0	2.72	0.65	0.71	0.43	5.06
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 372.8→427.6	SPC	0	1.92	1.45	0.64	0.97	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 201.6→199.7	SPC	0	2.1	1.28	0.7	0.85	
<b>Etage 5,6,7,8</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 620.7→313.5	SPC	0	0.87	2.51	0.29	1.67	5.06
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 313.5→620.7	SPC	0	0.87	2.51	0.29	1.67	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 16.5→49	SPC	0.39	2.95	0.43	0.98	0.28	

Tableau V.4.3.6 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx3

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
<b>Entre Sol 1,2, RDC, E service</b>	8HA16 = 16.08 cm <sup>2</sup>	27	676.45	2.92	0.6	6HA8 = 3.02 cm <sup>2</sup>	15
<b>Etage 1,2,3,4</b>	8HA10 = 6.28 cm <sup>2</sup>	27	258.52	1.12	0.45	3HA8 = 1.51 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 5,6,7,8</b>	8HA10 = 6.28 cm <sup>2</sup>	27	214.39	0.93	0.45	2HA8 = 1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.7 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{zT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Entre Sol 1,2,rdc, E service</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 2131.2→2046.2	SPC	4.77	2.74	1.76	0.69	0.88	6.75
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 2046.2→2131.2	SPC	4.77	2.74	1.76	0.69	0.88	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 23.7→1432.7	SPC	18.31	4.47	0.03	1.12	0.01	
<b>Etage 1,2,3,4</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1063.3→111.6	SPC	0	2.43	0.94	0.81	0.63	5.06
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 489.1→641	SPC	0	1.72	1.66	0.57	1.11	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 193.9→77.9	SPC	0	0.22	3.15	0.07	2.1	
<b>Etage 5,6,7,8</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 614.9→66.8	SPC	0	2.4	0.98	0.8	0.65	5.06
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 317.4→261.3	SPC	0.47	2.33	1.04	0.78	0.69	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 15.7→216.9	SPC	2.55	3.28	0.09	1.09	0.06	

Tableau V.4.3.8 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx4

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2, RDC, E service	10HA16 =20.11 cm <sup>2</sup>	20	635.1	2.74	0.6	6HA8 =3.02 cm <sup>2</sup>	20
Etage 1,2,3,4	10HA10 =7.85 cm <sup>2</sup>	20	265.5	1.15	0.45	3HA8 =1,51 cm <sup>2</sup>	20
Etage 5,6,7,8	10HA10 =7.85 cm <sup>2</sup>	20	216.33	0.93	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.9 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre Sol 1,2,rdc, E service	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1732.2→37	SPC	0	3.34	0.26	0.84	0.13	5.4
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 873→600.6	SPC	6.71	2.86	0.74	0.71	0.37	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 90.5→986.1	SPC	14.95	3.5	0.1	0.88	0.05	
Etage 1,2,3,4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 907.3→94.5	SPC	0	1.76	0.94	0.59	0.62	4.05
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 309.9→291.4	SPC	1.04	1.94	0.76	0.65	0.51	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 174.1→78.9	SPC	0	0.91	1.79	0.3	1.19	
Etage 5,6,7,8	$N_{max} \rightarrow M_c$ 496.2→19.8	SPC	0	2.34	0.36	0.78	0.24	4.05
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 199.8→430.6	SPC	0	0.95	1.75	0.32	1.16	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 14.5→18.1	SPC	0.08	2.05	0.65	0.68	0.43	

Tableau V.4.3.10 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy1

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1,2, RDC, E service	10HA14 =15.39 cm <sup>2</sup>	17	297.62	1.61	0.6	4HA8 =2.01 cm <sup>2</sup>	20
Etage 1,2,3,4	10HA10= 5.65 cm <sup>2</sup>	17	174.78	0.94	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
Etage 5,6,7,8	10HA10 =5.65cm <sup>2</sup>	17	138.2	0.75	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.11 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre Sol 1,2,rdc,	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1618.5→55.75	SPC	0	3.17	0.43	0.79	0.21	5.4
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 845.45→494.7	SPC	7.49	2.97	0.63	0.74	0.32	

<b>E service</b>	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 2.11→348.7	SPC	5.45	3.59	0.01	0.9	0	
<b>Etage 1,2,3,4</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 899.1→99.7	SPC	0	1.7	1	0.57	0.67	4.05
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 312.9→794.5	SPC	0	0.64	2.06	0.21	1.37	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 167.2→72.7	SPC	0	0.84	1.86	0.28	1.24	
<b>Etage 5,6,7,8</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 485.1→28.8	SPC	0	2.17	0.53	0.72	0.36	4.05
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 204.1→422.9	SPC	0	1.02	1.68	0.34	1.12	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 16.1→14.5	SPC	0	1.8	0.9	0.6	0.6	

Tableau V.4.3.12 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile  $Vy_2$

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
<b>Entre Sol 1,2, RDC, E service</b>	7HA12 =7.92 cm <sup>2</sup>	25	278.27	1.5	0.6	3HA8 =1.51 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 1,2,3,4</b>	7HA10 =5.5cm <sup>2</sup>	25	174.23	0.94	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 5,6,7,8</b>	7HA10 =5.5 cm <sup>2</sup>	25	140.58	0.76	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.13 : Sollicitations et ferrailage du voile  $Vy_3$  dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Entre Sol 1,2,rdc, E service</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1915.1→314.8	SPC	0	6.43	1.97	1.61	0.99	12.6
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 4840.1→4840.1	SPC	20.59	7.13	1.27	1.78	0.64	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 514.7→1389.5	SPC	2.37	6.22	2.18	1.56	1.09	
<b>Etage 1,2,3,4</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 1473.5→85.9	SPC	0	5.9	0.4	1.97	0.27	9.45
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 1304.2→1383.4	SPC	0	1.62	4.68	0.54	3.12	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 305.1→583.8	SPC	0	4	2.3	1.33	1.54	
<b>Etage 5,6,7,8</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 800.5→46.5	SPC	0	5.78	0.52	1.93	0.35	9.45
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 587.4→751.4	SPC	0	0.66	5.64	0.22	3.76	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ 79.8→375.4	SPC	1.39	5.36	0.94	1.79	0.63	

Tableau V.4.3.14 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile  $Vy_3$

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
---------	-----------------------	---------------------------	---------------	-----------------------------------	-----------------------------------	----------------	----------------------------

<b>Entre Sol 1,2, RDC, E service</b>	19HA12 =21.49 cm <sup>2</sup>	20	1195.3	0.28	0.6	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 1,2,3,4</b>	19HA8 =9.55 cm <sup>2</sup>	20	477.6	1.11	0.45	3HA8 =1,51 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 5,6,7,8</b>	19HA8 =9.55m <sup>2</sup>	20	287.4	0.67	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

Tableau V.4.3.15 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy<sub>4</sub> dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A <sub>ZT</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>T</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>C</sup> (cm <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	A <sub>min</sub> <sup>tot</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Entre Sol 1,2,rdc, E service</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 2010.5→359	SPC	0	6.26	2.14	1.56	1.07	12.6
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 4976.8→1134.2	SPC	20.59	7.06	1.34	1.77	0.67	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 580.8→1133.8	SPC	0	5.39	3.01	1.35	1.51	
<b>Etage 1,2,3,4</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 1554.9→98.7	SPC	0	5.73	0.57	1.91	0.38	9.45
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 1299.6→1439.5	SPC	0	1.41	4.89	0.47	3.26	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 338.9→578.9	SPC	0	3.72	2.58	1.24	1.72	
<b>Etage 5,6,7,8</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>c</sub> 839.9→37.9	SPC	0	5.89	0.41	1.96	0.27	9.45
	M <sub>max</sub> → N <sub>c</sub> 575.5→778.1	SPC	0	0.34	5.96	0.11	3.98	
	N <sub>min</sub> → M <sub>c</sub> 78.8→380.8	SPC	1.45	5.39	0.91	1.8	0.61	

Tableau V.4.3.16 : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy<sub>4</sub>

Niveaux	A <sub>v/face</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>verticale</sup> (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> <sup>Horizontale</sup> (cm)
<b>Entre Sol 1,2, RDC, E service</b>	19HA12 =21.49 cm <sup>2</sup>	20	1247.1	2.89	0.6	6HA8 =3.02 cm <sup>2</sup>	15
<b>Etage 1,2,3,4</b>	19HA8=9.55cm <sup>2</sup>	20	467.7	1.08	0.45	3HA8 =1.51 cm <sup>2</sup>	20
<b>Etage 5,6,7,8</b>	19HA8=9.55cm <sup>2</sup>	20	274.6	0.64	0.45	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>	20

**V.4. CONCLUSION :** Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

**Schéma ferrailage des poutres :**

Tableau V.4.3.17 Schéma ferrailage des poutres :

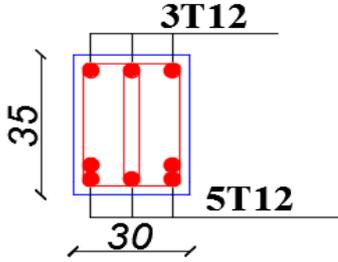
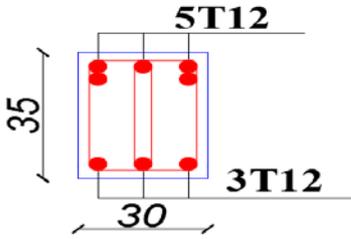
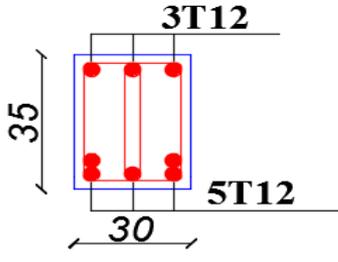
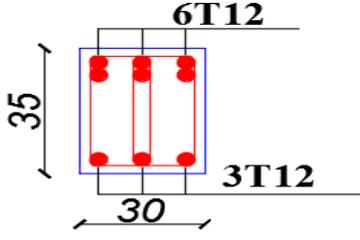
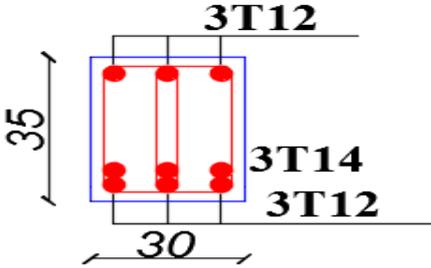
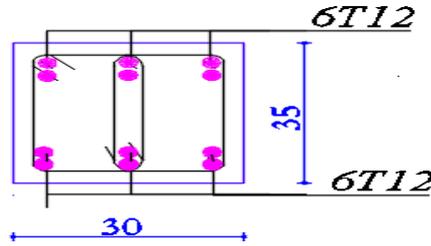
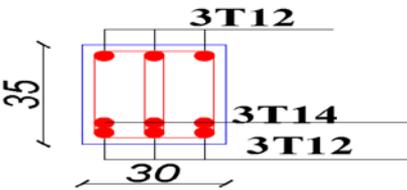
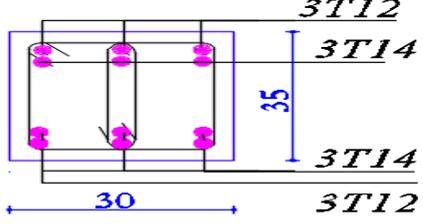
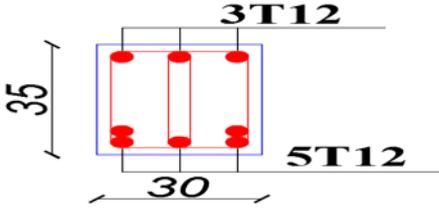
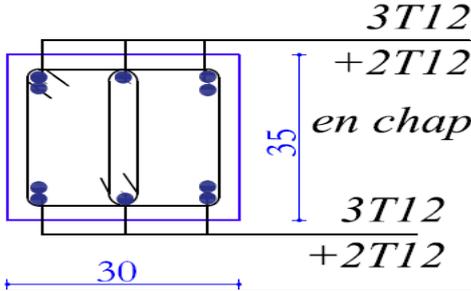
Poutre principal	
En travée	En appuis
Entre sol1 entre sol2 et étage 7,8	
	
Rdc, etage service, etage 1,2,3,4,5,6	
	
Poutre secondaire	
En travée	En appuis
Entre sol1, entre sol2	
	
Rdc, etage service	
	
Etages 1,2,3,4,5,6,7,8	
	

Schéma des différents cadres utilise dans les ferrailages

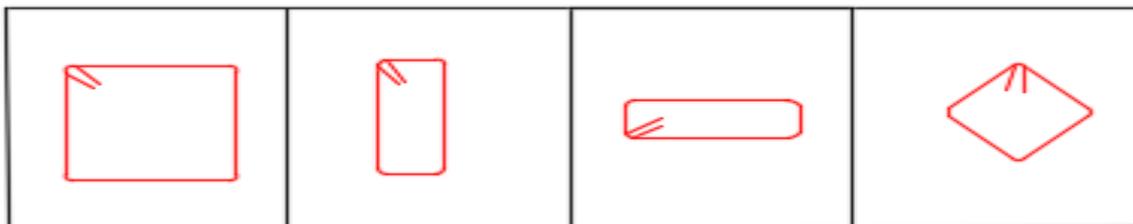


Figure. V.5.1 Schéma des différents cadres utilise dans les ferrailages

Schéma ferrailage de voile Vx1 :

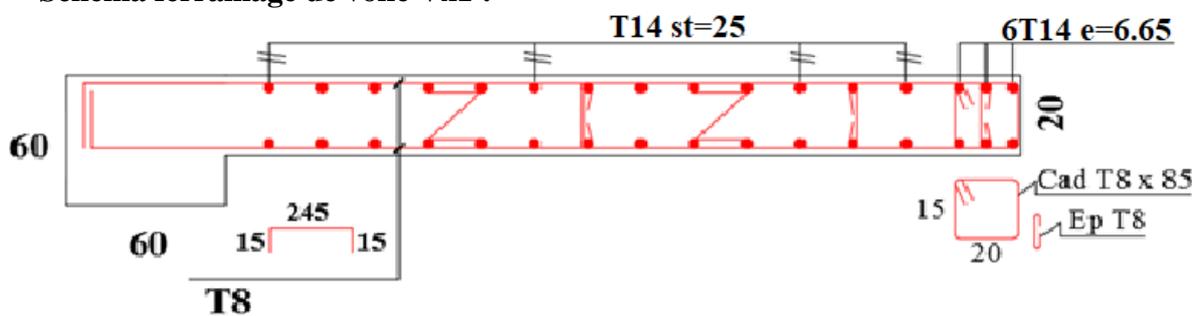


Figure. V.5.2 : Schéma d'un voile plein

# Chapitre VI

## Introduction

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculer qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

## VI.1 Etude des fondations

### VI.1.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

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.

### VI.1.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :  $G + Q \pm E$  ;  $0.8 \times G \pm E$

### VI.1.3 Les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du marnes d'aspect schisteux, fermes jusqu'à 2m au-delà on rencontre les marnes très indurées, de couleur grise à bleue.

Les résultats d'analyse chimique mettent en évidence une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates des sols de fondations, ces derniers sont non organiques et très carbonatés.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 2m avec un taux de travail de 1.7bars.

### VI.1.4 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de cette structure sont carrés à la base de section ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ), La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée par la combinaison  $G+Q+E_x$  obtenu par letabs 2016 version 14.2.2

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.7$  bars

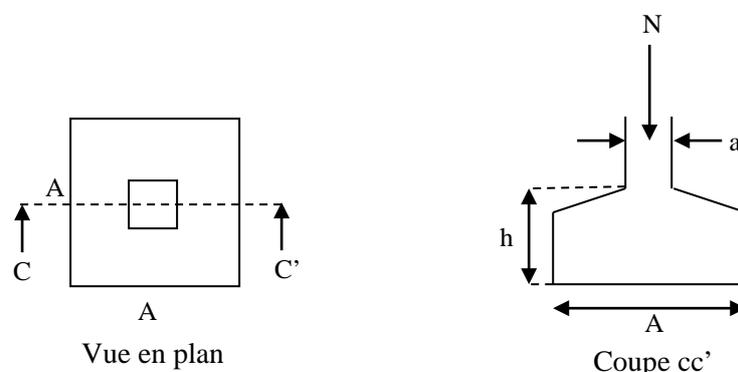


Figure VI.1 Semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre :  $N=1785.03\text{KN}$  sous la combinaison ELS.

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1785.03 * 1.1}{170} = 11.50\text{m}^2$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

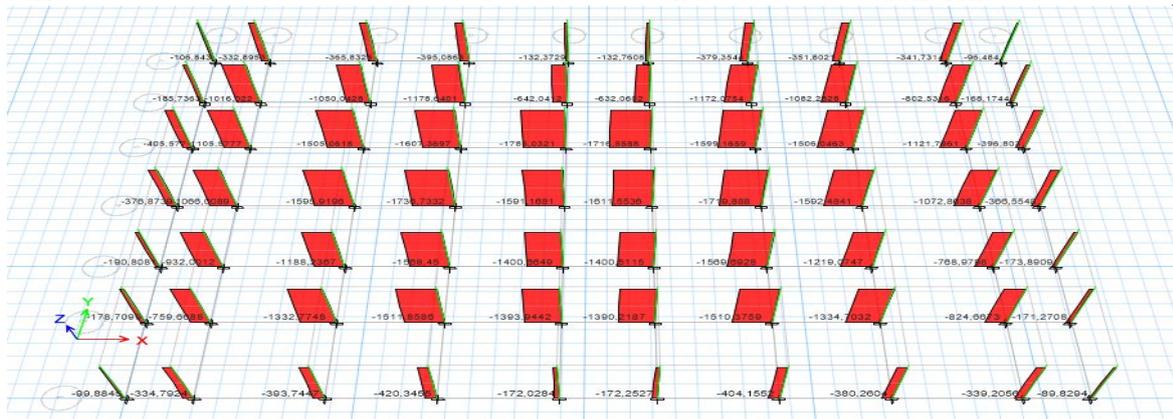


Figure VI.2 effort normal dans les semelles filant.

### VI.1.5 Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé des 10 poteaux.

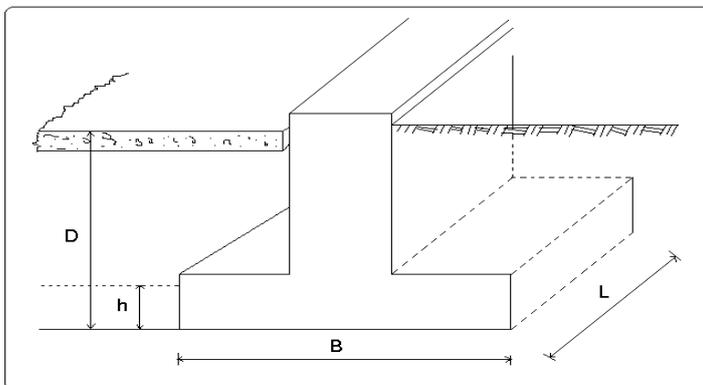


Figure VI.3.1 coup d'une Semelle filante.

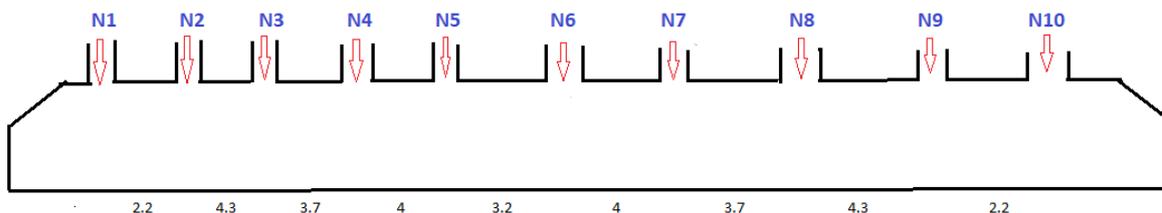


Figure VI.3.2 Semelle filante.

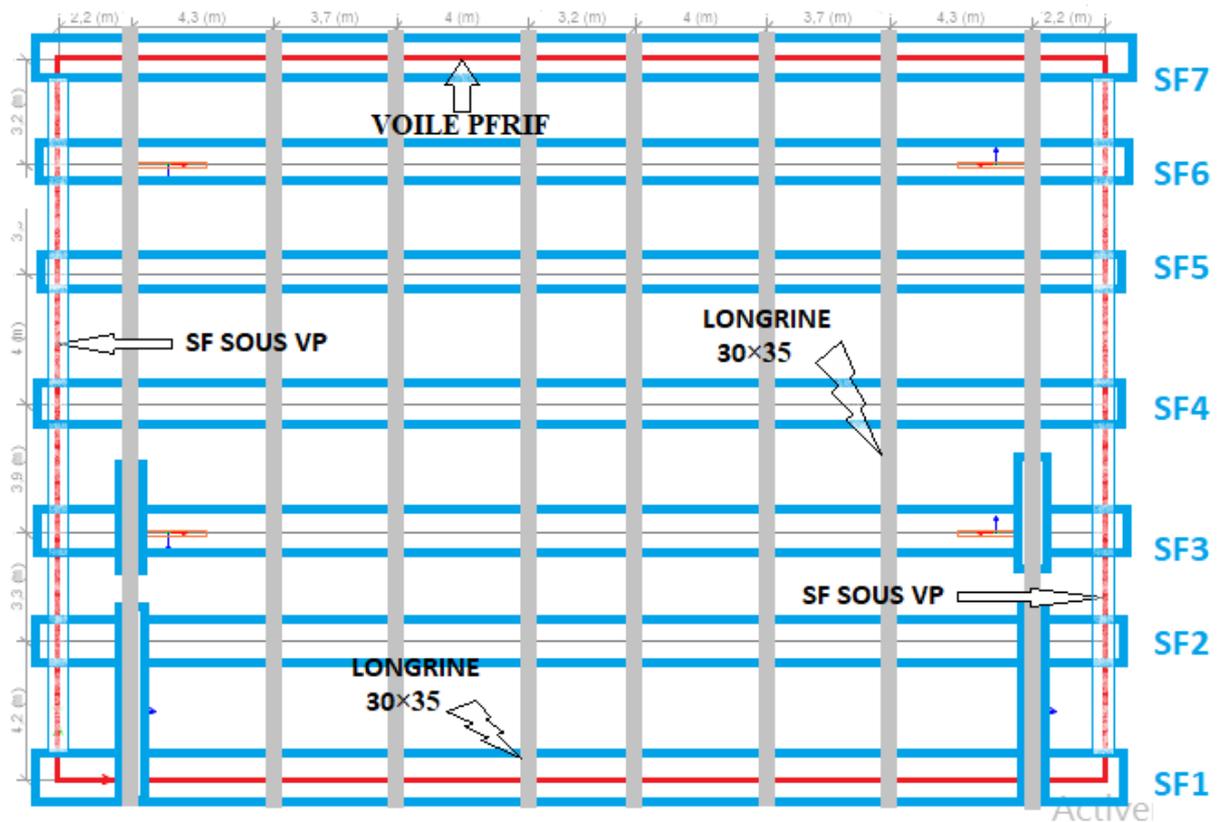


Figure VI.3.2.1 : disposition des Semelles filantes.

On doit vérifier :  $\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$ .

**Remarque :** Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement :

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

Le débord de la semelle filante est de 1.5 m de chaque côté.

$$\sum M_i = 129.3 \text{ kn.m}$$

$$\sum N_i = 12722.97 \text{ KN} ;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{129.3}{12722.97} = 0.01 \text{ m}$$

$$\frac{N \times 1.2}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N \times 1.2}{\overline{\sigma}_{sol} \times (L - 2e)} \Rightarrow B \geq \frac{15267.564}{170 \times (32.5 - 2 \times 0.01)} = 2.8 \text{ m}$$

On a la largeur de la semelle égale à 2.8m, donc le choix des semelles filantes convient

**VI. 2.2.1 Dimensionnement de la poutre de rigidité :**

on a un poteau de dimension  $b = 60 \text{ cm}$  donc  $b_0 = b + 10 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$

$$\frac{l_{\max}}{9} < h_0 < \frac{l_{\max}}{6} \rightarrow \frac{430}{9} < h_0 < \frac{430}{6} \rightarrow h_0 = 0.50 \text{ m}$$

- Hauteur totale de la semelle filante (ht)

$$ht \geq \frac{B - b_0}{4} + C = \frac{270 - 70}{4} + 5 = 57$$

On prend :  $ht = 0.6 \text{ m}$

• Hauteur du glacis

$$h_1 \geq 15 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

On prend  $h_1 = 20 \text{ cm}$  Avec :

B : largeur de la semelle filante

ht : hauteur totale de la semelle filante

b0 : largeur de la poutre de libage

h0 : hauteur de la poutre de libage h1 : hauteur du glacis

$$H = 60 \text{ cm}$$

Tableau VI.2.1 Dimensionnement de la poutre de libage on a un poteau de dimension :

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7
N els(kn)	2292	8887.18	10412.2	12490.15	12722.97	7929.58	2634.14
N elu(kn)	3837.8	13399.5	13323.5	15339.6	17557.8	10866.8	3698.11
Mels(kn.M)	51.7	119.5	97.9	100.13	129.3	122.5	136.9
Melu(kn.M)	68.64	168	130	130.5	175.8	166.1	186
e(m)	0.02	0.013	0.009	0.008	0.01	0.015	0.05
B (m)	1	2	2.3	2.7	2.8	1.8	1

### VI. 2.2.2 Vérification de la contrainte dans le sol :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$Y_G = 11.52 \text{ m} ; I_x = 30564.8 \text{ m}^4$$

$$Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i} = \frac{660958.9}{57368.22} = 11.52 \text{ m}$$

$$e_y = Y_t - Y_g = 11.52 - 11.25 = 0.27 \text{ m}$$

$$M_y = N \times e_x = 14.34 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{s} + \frac{M_y}{I_x} \times Y_G = 0.17$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{s} - \frac{M_y}{I_x} \times Y_G = 0.16$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.168 \text{ Mpa}$$

$$0.168 \text{ Mpa} \leq 0.170 \quad \text{condition vérifié.}$$

Sens Y-Y

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$X_G = 16.01 \text{ m} ; I_y = 62599.215 \text{ m}^4$$

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} = \frac{74783.229}{4720.7724} = 15.84 \text{ m}$$

$$E_x = X_G - X_T = 16.01 - 15.84 = 0.17 \text{ m}$$

$$M_y = N \times e_x = 0.802 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{s} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.0067$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{s} - \frac{My}{IY} \times X_G = 0.0063$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.0066 \text{ Mpa}$$

0.0066 Mpa ≤ 0.170 condition vérifié.

**VI. 2.2.3 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante à l'ELU :**

$$q_{\text{ref}} = 1.2 \times Nu / (B \times (L - 2 \times e)) \rightarrow q_{\text{ref}} = \frac{1.2 \times 12722.97}{2.8 \times (32.2 - 2 \times 0.01)} = 169.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 169.5 \times 2.8 = 474.5 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

Tableau VI.2.2 vérification de  $q_{\text{ref}} < \sigma_{\text{sol}}$  et Dimensionnement de nouveau B :

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7
<b>N(kn)</b>	2292	8887.18	10412.2	12490.15	12722.97	7929.58	2634.14
<b>M(kn /M)</b>	51.7	119.5	97.9	100.13	129.3	122.5	136.9
<b>e(m)</b>	0.02	0.013	0.009	0.008	0.01	0.015	0.05
<b>qref(KN/m2)</b>	85.52	165.6	168.8	172.4	169.5	164.32	136.63
<b>Obs. <math>q_{\text{ref}} &lt; \sigma_{\text{sol}}</math></b>	<b>Vérifie</b>	<b>vérifie</b>	<b>Vérifie</b>	<b>N.verf</b>	<b>vérifie</b>	<b>Vérifie</b>	<b>Vérifie</b>
<b>Nouveau B</b>	1	2	2.3	2.8	2.8	1.8	1
<b>Pu (kn /ml)</b>	85.52	331.2	388.24	482.72	474.6	295.78	136.63

**A. Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit

$$Nd \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\lambda b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

Nd : effort normal de calcul.

h : hauteur totale de la semelle.

Uc : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

**• Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (60×60) cm × cm, le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left. \begin{aligned} A &= a + H = 0.6 + 0.6 = 1.2m \\ B &= b + h = 0.6 + 0.6 = 1.2m \end{aligned} \right\} \text{ On trouve : } U_c = 4.8m$$

$$Nd = 2.166MN \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 2.16MN \quad \dots\dots\dots \text{non vérifie}$$

On augmente la hauteur de la semelle  $h=65cm$

$$\left. \begin{aligned} A &= a + H = 0.6 + 0.65 = 1.25m \\ B &= b + h = 0.6 + 0.65 = 1.25m \end{aligned} \right\} \text{ On trouve : } U_c = 5m$$

$$Nd = 2.166MN \leq 0.045 \times 5 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 2.25MN \quad \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**B Ferrailage :**

**• Acier principaux (A/B) :**

$$(A/B) = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} \quad \text{Avec :}$$

$N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle.

$F_{st}$  : contrainte d'acier.

De l'étabs on tire  $N_u = 2166.61$  KN

$$(A//B) = \frac{2166.61 \times 10^{-3} \times (2.8 - 0.6)}{8 \times 0.55 \times 400} = 27.08 \text{ cm}^2$$

On choisit : 9HA20 = 28.27 cm<sup>2</sup>

St=30 cm

- **Acier de répartition (A<sup>⊥</sup>B) :**

$$(A^{\perp}B) = \frac{(A//B)}{3} = 9.42 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>

St=20 cm

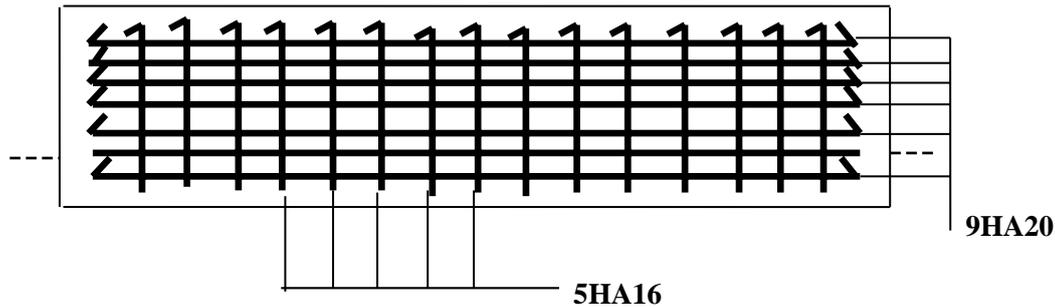


Figure VI.3.2.2. Schéma de ferrailage du lit Semelle filante.

### VI.3.1 Etude de la poutre de rigidité :

#### 1. Définition :

C'est une poutre continue renversée, disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts provenant des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

#### VI.3.2. Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : entre axe maximal dans la semelle.

$$L = 4.3\text{m} \quad \frac{430}{9} \leq h \leq \frac{430}{6}$$

$$47.8 \leq h \leq 71.5 \quad \text{d'où : } h = 70\text{cm}$$

### VI.3.3. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

$$Q = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{17557.8}{32.2} = 545.27 \text{ KN/ml} = 54.427 \text{ t/ml} \quad (\text{ELU})$$

$$Q = \frac{\sum N_s}{L} = \frac{12722.97}{32.2} = 395.12 \text{ KN/ml} = 39.512 \text{ t/ml} \quad (\text{ELS})$$

### VI.3.4. Calcul des sollicitations :

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode de caquot.

Les résultats représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.3.1 : sollicitation de la poutre rigide

Travée	L(m)	X <sub>0</sub> (m)	Q(KN/ml)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)
H-I	4.3	2.186	545.27	634.55	667.97	667.97

### VI.3.5. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.3.2 : ferrailage de la poutre rigide

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	St(cm)
Travées	634.55	32.35	3.91	7HA25=34.36	10
Appuis	667.97	42.56	3.91	7HA25+7HA14=45.14	10

**. VI.3.6 Vérification à L'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

On a:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$

$\left\{ \tau_u = \frac{1191.83 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.55} = 3.09 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \text{non vérifier} \right.$

Risque de cisaillement des nervures

On augmente la section de la poutre de rigidité h=75

Tableau VI.2.3.3.1 : ferrailage de la poutre rigide (h=75cm)

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	St (cm)
Travées	634.55	27.98	5.91	6HA25=29.45	10
Appuis	667.97	29.43	5.91	6HA25=29.45	10

**VI.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.2.3.3.2 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M <sub>s</sub> (KN. m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	459.8	0.24	0.0125729	8.8 < 15	vérifier	251.92 > 201.63
	Appui	484	0.2407	0.0125729	9.26 < 15	vérifier	265.18 > 201.6

➤ **Armatures transversales**

$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right) \rightarrow \phi \leq \min (21,42, 70; 20) , \phi \leq 20 \text{mm}, \text{ On adopte } \phi = 10 \text{mm}$

Soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2$

1)  $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40 \text{cm}$

2)  $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 70 \text{cm}$

3)  $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 10,32 \text{cm}$  D'où,  $St = 10 \text{cm}$

Le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{cm}^2$  pour 1 mètre de hauteur. Comme la poutre a une hauteur de 75cm donc :  $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{cm}^2$ ,

Soit :  $2\text{HA}12 = 2,26 \text{cm}^2$

**Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité :**

Tableau VI.2.3.3. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité :

En travée	En appuis

**VI.3.8 ETUDE DE LA LONGRINE**

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarise par un réseau bidirectionnel de longrine qui s'opposent ou déplacement relatif de ce point de plan horizontal.

D'après le **RPA 99 V.2003** la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exige sauf dans le cas de semelles ancrées (coule en plein fouille) dans un sol rocheux sain non fracturé (site de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I

Donc on va adopter une longrine de : ( 30 ×35) cm<sup>2</sup>

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$  avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

• Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Øl).

➤ **Vérification :**

Nous avons N=2166.81 KN, d'après le RPA on a:  $\alpha=15$  en zone II, site S3.

$$F = \frac{2166.81}{15} = 144.45 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage :**

**A) Armatures longitudinales :**

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.14445 \times 1.15}{400} = 4.15 \text{ cm}^2$$

➤Le **RPA 99V.2003** exige que :

$$A_{min} = 0,6\% (b \times h) = 0,6\% \times 30 \times 35 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit

$$A_{min} = 6hA12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

**VI.4 étude du voile périphérique**

**Dimensionnement**

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieur pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts Le voile périphérique travail comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec  $\rho < 0,4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$l_x = h_e - h_p = 4.27 - 0.35 = 3,92\text{m}$$

$$\frac{3.92}{35} \leq e \leq \frac{3.92}{30} \rightarrow 11.2 < e < 13.07$$

$l_x$  : La petite portée de panneau de la dalle.

$h_e$ : hauteur d'étage.

$h_p$ : hauteur de la poutre.

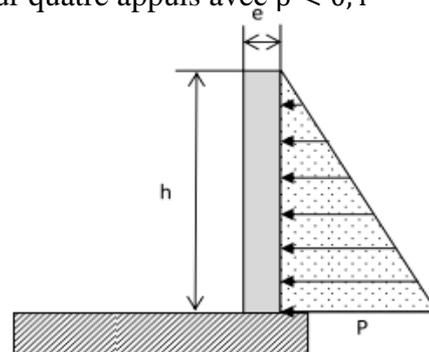


Figure VI.4.1. Poussées des terres sur les Voiles périphériques

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour entre sol 1 et 2.

**VI.4.1 Données relatives au calcul du voile périphérique :**

Dimension de voile :

- Hauteur  $h=7.27$  m
- Longueur  $L=4.3$ m
- Épaisseur  $e =20$  cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique  $\gamma_h = 18\text{KN/m}^3$
- Cohésion (Sol rocheux)  $c_u = 0,3$  bar

On prend  $c_u = 0$  (le sol a perdu sa cohésion après avoir creusé et le remblayé)

- Angle de frottement  $\varphi = 8^\circ$

**Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 7.27 \times 18 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}\right) = 98.88 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

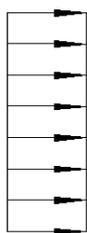
**VI.4.2 Calcul du ferrailage**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

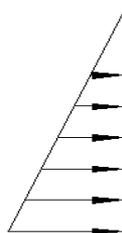
$\sigma$  (G) KN/m<sup>2</sup>

$\sigma$  (Q)

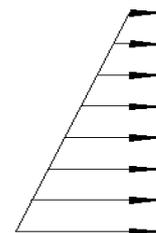
$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 11.325$$



+



=



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 144.81 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI.4.2 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 144.81 + 11.325}{4} = 111.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 111.44 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x(h) = 3.92 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m}$$

$$L_y = 4.3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.92}{4.3} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0447 \times 111,44 \times 3,92^2 = 76,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8036 \times M_{0x} = 61,51 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 65,06 \text{ m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 52,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -38,27 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec:  $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$  RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section  $(b \times e) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$

Tableau VI.4.1 : Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN. m	$\mu_{bu}$	A	Z (cm)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Travée	X-X	65,06	0,141	0,191	0,166	11,27	1,6	8HA14=12,32
	Y-Y	52,29	0,114	0,152	0,169	8,89	1,6	7HA14=10,78
Appui		-38,27	0,083	0,109	0,172	6,39	1,6	6HA12=6,79

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 12,5 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ m}$

**VI.4.3 Vérifications à l'ELU**

$$\rho = 0,91 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,91) 100 \times 20 = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{111,44 \times 3,92}{2} \times \frac{4,3^4}{3,92^4 + 4,3^4} = 129,2 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{111,44 \times 4,3}{2} \times \frac{3,92^4}{3,92^4 + 4,3^4} = 97,88 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{129,2 \times 10^{-3}}{0,13 \times 1} = 0,994 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,994 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

**VI.4.4 Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 106.43 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \sigma_{\min} = Q = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 106.43 + 7.55}{4} = 81.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 81.71 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0518 \times 81.71 \times 3.92^2 = 65.04 \text{ KN.m}; M_{0y} = 0,8646 \times M_{0x} = 56.23 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 55.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 42.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -32.52 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots\dots \text{Fissuration tres nuisible}$$

Tableau VI.4.2 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M <sup>u</sup> KN.m	Y (cm)	I(m <sup>4</sup> ) × 10 <sup>-4</sup>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)
Travée	x-x	65.05	6.51	3.35	10.72 < 15	Vérifiée	283.4 > 201.63
	y-y	52.29	6.18	3.05	9.70 < 15	Vérifiée	254.2 > 201.63
Appui		-38.27	5.12	2.14	7.79 < 15	Vérifiée	293.9 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VI.4.3 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nbre de barres
Travée	x-x	55.28	17.34	18.10	9HA16
	y-y	42.17	13.25	13.85	9HA14
Appui		-32.52	9.33	10.18	9HA12

Tableau VI.4.2 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M <sup>ser</sup> KN.m	Y (cm)	I(m <sup>4</sup> ) × 10 <sup>-4</sup>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)
Travée	x-x	55.28	7.54	5.11	8.15 < 15	Vérifiée	169.51 < 201.63
	y-y	42.17	6.82	4.18	6.87 < 15	Vérifiée	169 < 201.63
Appui		-32.52	6.04	3.28	5.99 < 15	Vérifiée	177.87 < 201.63

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique**

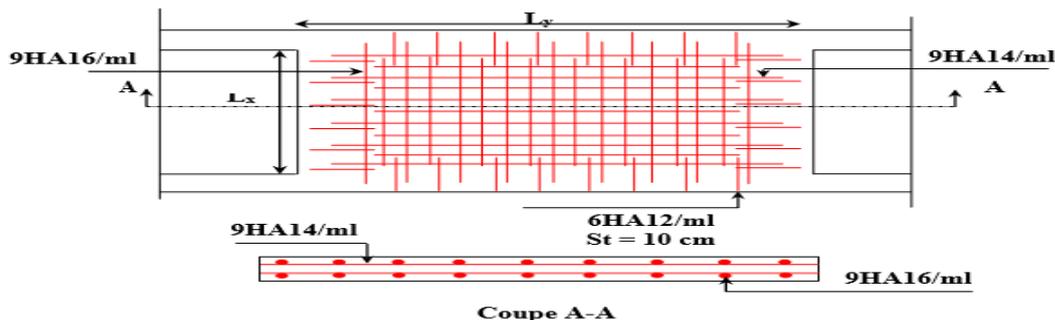


Figure VI.4.3 | Schéma de ferrailage du voile périphérique

**Conclusion**

### CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.

Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.

La modélisation avec le logiciel *ETABS 2016* nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :

- Le comportement et le mouvement de la structure.
- Estimation de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation ( $\beta Q$ ) à inclure comme étant une masse additionnelle.

Ce travail nous a incité à ce documenter d'avantage pour paraître à toute difficultés rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

# ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L . 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

## **Autres documents consultés :**

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

## **Logiciels utilisés :**

- ✓ Etabs 2016
- ✓ Auto cade 2016

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

**Tableau des Armatures**  
( en cm<sup>2</sup> )

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXES

## 7. CONCLUSION

Le site destiné pour la construction d'une promotion immobilière, projetée au lieu dit Ibachirene sis à Oued Ghir, wilaya de Bejaia, est situé sur un versant présentant une pente faible.

Le sous-sol du site est constitué par des :

- Eboulis de pente.
- Argiles Marneuses beiges à jaunâtres avec passage de blocs gréseux.
- Marnes grises moyennement compacte

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées, des résultats des essais pénétrométriques, ainsi que les résultats des essais au laboratoire nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à 2 et 3 m de profondeur et de prendre des contraintes admissibles respectivement de **1,70 à 1,90 bars**

Le site d'étude est limité par un ravin il y'a lieu de prendre des précautions contre les phénomènes d'érosion

Afin d'assurer la stabilité du versant et de l'ouvrage il y'a lieu d'effectuer et d'intercepter les venues d'eau et d'opter pour un drainage efficace des eaux et des dispositifs de confortement.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la commune de BEJAIA est classée en zone IIa, de sismicité moyenne, d'où Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure

Ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique de l'infrastructure.

Ingénieur Chargé De L'étude

Le Directeur

